

ZUM TRAGVERHALTEN STÄHLERNER STÜTZEN IM BRANDFALL

Vom Fachbereich Architektur der Technischen Universität Darmstadt zur
Erlangung des Grades eines Doktor-Ingenieurs genehmigte Dissertation

von
Timm Wetzel

Referent:

Prof. Dr.-Ing. Karsten Tichelmann, Fachgebiet Tragwerksentwicklung und
Bauphysik, Fachbereich Architektur, Technische Universität Darmstadt

Korreferent:

Prof. Dr.-Ing. Jörg Lange, Fachgebiet Stahlbau, Fachbereich Bau- und
Umweltingenieurwissenschaften, Technische Universität Darmstadt

Darmstadt 2018

Wetzel, Timm: Zum Tragverhalten stählerner Stützen im Brandfall
Darmstadt, Technische Universität Darmstadt,
Jahr der Veröffentlichung der Dissertation auf TUpriints: 2018
URN: urn:nbn:de:tuda-tuprints-73650
Tag der mündlichen Prüfung: 18.04.2018

Es gelten lediglich die vom Gesetz vorgesehenen Nutzungsrechte gemäß UrhG.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter von Herrn Professor Dr.-Ing. Karsten Tichelmann am Fachgebiet Tragwerksentwicklung und Bauphysik der Technischen Universität Darmstadt in den Jahren 2014 bis 2018. Herrn Professor Karsten Tichelmann gilt mein besonderer Dank für das entgegengebrachte Vertrauen während der Entstehung dieser Arbeit sowie die Übernahme des Referats.

Herrn Professor Dr.-Ing. Jörg Lange möchte ich herzlich für sein Interesse an der Arbeit und seine wertvollen Anregungen danken. Die Möglichkeit, meine Forschungsergebnisse im Rahmen seines Stahlbau Seminars vortragen und diskutieren zu dürfen, war für die Entstehung der Arbeit sehr hilfreich. Besonders danke ich Herrn Professor Lange für die Übernahme des Korreferats.

Weiterhin gilt mein Dank all meinen Kollegen für die angenehme Arbeitsatmosphäre und gute Stimmung am Fachgebiet Tragwerksentwicklung und Bauphysik. Vor allem bedanke ich mich bei Patrick Beck, Dieter Bloome, Annekatrin Koch, Ingmar Kurz, Ivan Petric, Peter Rädels, Tanja Ringwald, Linh Tuna und Wieland Weise.

Meiner Familie möchte ich für den starken Rückhalt danken. Meinen Eltern, Sigrid und Jürgen Wetzels, danke ich außerdem für das Korrekturlesen des Manuskripts. Ganz besonders danke ich meiner Frau Linda und meinem Sohn Matheo für ihre Unterstützung und die unvergessliche Familienzeit.

Kurzfassung

Stählerne Stützen erwärmen sich im Brandfall schnell. Im Zentrum der Betrachtungen zum Tragverhalten stehen in der Regel der Verlust an Festigkeit und Steifigkeit. Gleichzeitig wird auf Basis probabilistischer Überlegungen gegenüber dem Kaltfall eine Reduktion der äußeren Lasten zugelassen. Es sind aber auch Einwirkungen infolge thermischer Dehnungen zu berücksichtigen. Daraus resultierende Zwangskräfte in Stützen sowie deren Auswirkung auf angrenzende Tragwerkselemente können bedeutende Beurteilungsgrößen bei der Einschätzung des Tragverhaltens im Brandfall sein. Veränderungen der Einwirkungen infolge thermischer Dehnungen werden jedoch nur selten betrachtet. Dies liegt unter anderem daran, dass hierzu nur wenige Untersuchungen vorliegen. In der vorliegenden Arbeit wird diese Problemstellung aufgegriffen.

Als Grundlage für die Betrachtungen zum Tragverhalten von Stahlstützen im Brandfall wird einleitend der Stand des Wissens zum mechanischen und thermischen Werkstoffverhalten beschrieben: Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen nehmen für erhöhte Temperaturen einen linear elastischen, nichtlinear plastischen Verlauf an. Bei Stahltemperaturen oberhalb von 400 °C gewinnt zudem das Hochtemperaturkriechen an Bedeutung. Untersuchungen zum Tragverhalten doppelsymmetrischer H-Querschnitte zeigen mithilfe von Momenten-Krümmungsbeziehungen, dass der Einfluss von Eigenspannungen auch bei erhöhten Temperaturen gerade für Krümmungen um die z-Achse bedeutend ist und bei Bauteilberechnungen nicht vernachlässigt werden kann.

Das Last-Verformungsverhalten von Stützen wird insbesondere bei erhöhten Temperaturen durch Steifigkeitsänderungen infolge der Ausbreitung von plastischen Zonen beeinflusst. In der vorliegenden Arbeit wird die Ausbreitung der plastischen Zonen mithilfe numerischer Berechnungsverfahren iterativ erfasst. Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen liefern hinreichende Übereinstimmungen mit experimentellen Versuchsergebnissen Dritter. Auf Grundlage der Berechnungsergebnisse wird ein Bemessungsverfahren vorgeschlagen, das die Tragfähigkeit von Stahlstützen mit einem doppelsymmetrischen H-Querschnitt unter Berücksichtigung der normativ geregelten Werkstoffgesetze sicher und genau abschätzen kann.

Um Interaktionen einer Stütze mit der umgebenden Tragstruktur während eines Brandereignisses zu beschreiben, wird die Federcharakteristik der Stütze mit der des Bauwerks gekoppelt. Damit können Lastumlagerungen, zum Beispiel von der Stütze auf einen Unterzug, in Abhängigkeit von der Stahltemperatur modelliert werden. Durch weiterführende numerische Berechnungen werden Einflüsse des Schlankheitsgrades sowie von geometrischen Imperfektionen, Werkstoffverfestigungen und Abkühlungen herausgearbeitet. In diesem Zusammenhang zeigt sich, dass der maßgebende Belastungszustand für die umgebende Tragstruktur nicht zwangsweise mit der Maximaltemperatur erreicht ist. Vielmehr kann ein Abkühlungsprozess zu einer zusätzlichen Belastung führen.

Die Arbeit schließt mit der Ausarbeitung einer Entwurfsstrategie für dehnungsbehinderte Stützen im Geschossbau.

Abstract

Steel columns heat up quickly in case of fire. Examinations of the load-carrying behaviour at elevated temperatures usually focus on the decrease of strength and stiffness. In addition, a reduction of the external loads is permitted on the basis of probabilistic considerations. Moreover, effects of thermal strains have to be considered. Restraining forces in columns due to thermal strains, as well as the effects on adjacent structural elements can be significant. However, changes in the loads due to thermal expansion are rarely considered. This issue is taken up in the thesis.

The state of knowledge of mechanical and thermal material behaviour is presented as basis for the analysis of the load-carrying behaviour of steel columns in case of fire. The stress-strain relationships show a linear elastic, nonlinear plastic shape at elevated temperatures. Furthermore, creep strains become relevant at steel temperatures above 400 °C. The Analyses of the load-carrying behaviour of H-sections show by means of moment-curvature relationships that the influence of residual stresses, even at elevated temperatures, is significant for bending around the weak axis. Therefore they cannot be neglected in the analysis of the load-carrying behaviour of steel columns.

The load-deformation behaviour of columns is influenced by changes in stiffness due to the spread of plastic zones, especially at elevated temperatures. In the thesis, the spread of plastic zones is iteratively covered using numerical analysis methods. The results of the numerical calculations show good accordance with experimental test results. Based on the results of the numerical calculations, a design method is proposed which can reliably and accurately estimate the load capacity of steel columns with H-sections, taking into account the normative material laws.

To describe the interactions of a column with the surrounding structure during a fire, the spring characteristic of the column is coupled to that of the structure. In this way, the load redistribution in dependence of the steel temperature can be modeled. Further numerical calculations show influences of slenderness, as well as geometric imperfections, material hardening and cooling. It can be observed that cooling can lead to tensile forces within columns and additional loads in the surrounding structure. The thesis concludes with the development of a design strategy for restrained columns.

Inhaltsverzeichnis

Einleitung

1.1	Problemstellung	1
1.2	Zielsetzung und Überblick	2
1.3	Abgrenzung	3

Mechanisches und thermisches Werkstoffverhalten von Baustahl5

2.1	Zielsetzung und Überblick	5
2.2	Linear elastisches, ideal plastisches Werkstoffverhalten bei Normaltemperatur	6
2.3	Nichtlineares Werkstoffverhalten bei erhöhten Temperaturen	7
2.3.1	Zum Einfluss von Kriecheffekten	16
2.4	Thermische Einwirkungen im Brandfall	17
2.5	Freie thermische Dehnung von Baustahl	22
2.6	Zusammenfassung und Folgerungen	24

Tragverhalten doppelsymmetrischer H-Querschnitte27

3.1	Zielsetzung und Überblick	27
3.2	Querschnittstragfähigkeit bei Normaltemperatur	28
3.2.1	Eigenspannungseinflüsse bei Normaltemperatur	31
3.3	Querschnittstragfähigkeit bei erhöhten Temperaturen	40
3.3.1	Eigenspannungseinflüsse bei erhöhten Temperaturen	41
3.3.2	Verfestigungseinflüsse bei erhöhten Temperaturen	44
3.4	Zusammenfassung und Folgerungen	46

Tragverhalten statisch bestimmter Stützen49

4.1	Zielsetzung und Überblick	49
-----	---------------------------------	----

4.2	Tragverhalten von Stützen bei linear elastischem Werkstoffverhalten	50
4.3	Tragverhalten von Stützen bei linear elastischem, ideal plastischem Werkstoffverhalten	52
4.3.1	Baupraktische Bemessungsverfahren bei Normaltemperatur	55
4.4	Tragverhalten von Stützen bei erhöhten Temperaturen	59
4.4.1	Baupraktische Bemessungsverfahren bei erhöhten Temperaturen	60
4.5	Entwicklung von Last-Verformungskurven für Stützen	62
4.5.1	Überprüfung und Absicherung des Berechnungsverfahrens	68
4.5.2	Last-Verformungskurven und Traglasten bei erhöhten Temperaturen	73
4.6	Einflüsse auf das Tragverhalten von Stützen bei erhöhten Temperaturen	79
4.6.1	Eigenspannungseinflüsse	79
4.6.2	Einfluss der Stahlgüte	81
4.6.3	Verfestigungseinflüsse	82
4.6.4	Einfluss des Stegflächenanteils und Verallgemeinerung	84
4.7	Entwicklung von Bemessungsverfahren für erhöhte Temperaturen	89
4.7.1	Stabilitätsnachweis bei erhöhten Temperaturen	89
4.7.2	Geometrische Ersatzimperfektionen bei erhöhten Temperaturen	92
4.8	Zusammenfassung und Folgerungen	96
	Tragverhalten dehnungsbehinderter Stützen	99
5.1	Zielsetzung und Überblick	99
5.2	Tragverhalten dehnungsbehinderter Stützen bei erhöhten Temperaturen	106
5.3	Entwicklung von Last-Temperaturkurven für dehnungsbehinderte Stützen	109
5.3.1	Systemannahmen und FE-Modellierung	109
5.3.2	Überprüfung und Absicherung des Berechnungsverfahrens	113
5.3.3	Last-Temperaturbeziehungen bei erhöhten Temperaturen	114
5.4	Einflüsse auf das Tragverhalten dehnungsbehinderter Stützen	116
5.4.1	Einfluss der Dehnungsbehinderung	116
5.4.2	Einfluss des mechanischen Lastgrades	118
5.4.3	Einfluss des Schlankheitsgrades	119
5.4.4	Einfluss von geometrischen Imperfektionen	120

5.4.5 Einfluss der Abkühlung	121
5.4.6 Einfluss der Werkstoffverfestigung	123
5.5 Entwurfsstrategien für Stahlstützen im Geschossbau	125
5.6 Zusammenfassung und Folgerungen	128
Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	131
Anhang A	
Eingangsparameter zur Nachrechnung der Bauteilversuche der ETH Zürich	135
Anhang B	
Querschnittswerte: Nennmaße und modifizierte Maße	136
Anhang C	
Eingangsparameter zur Nachrechnung der Ulster-Tests	139
Nomenklatur	141
Literaturverzeichnis	145

Einleitung

1.1 Problemstellung

Sollen transparente Gebäudehüllen umgesetzt werden, können Randstützen aus Stahlbeton wegen der statisch erforderlichen Querschnittsabmessungen bei einem bauüblichen Stützenraster von 5-8 m als störend empfunden werden. Große Stützenabmessungen können zudem die Nutzungsflexibilität einschränken. Bei einem Entwurf sind die verantwortlichen Architekten daher meist bestrebt, Stützenquerschnitte möglichst reduziert zu gestalten. In diesem Fall werden Stützen in Stahlbauweise oftmals favorisiert. Wegen des sehr viel höheren Elastizitätsmoduls und der größeren Festigkeit von Baustahl gegenüber Beton beanspruchen Stahlstützen bei gleicher Steifigkeit wesentlich weniger Fläche als Stahlbetonstützen. Anpassungen an die sich geschossweise ändernden Beanspruchungen sind über Querschnittsabstufungen und Änderungen der Materialqualität problemlos möglich, vgl. BAUEN MIT STAHL 2007. Wenn Randstützen aus Stahl darüber hinaus enger als im bauüblichen Raster angeordnet werden - zum Beispiel mit einem Stützenabstand, der dem Achsmaß der Fassadenelemente folgt (z. B. 2,70 m) - können auf Grund der größeren Stützenanzahl die einzelnen Querschnittsabmessungen weiter reduziert werden. Querschnitte können schlank und passend zur üblichen Breite von Fassadenpfosten gewählt werden. Ein weiterer Vorteil ist, dass Fassadenelemente direkt an den Stützen befestigt werden können und gesonderte Fassadenpfosten nicht erforderlich sind. Trennwände können auf Stützen zulaufen und finden dort identische Anschlussbedingungen vor.

Für eine Realisierung von Geschossbauten in Stahlbauweise ist es bedeutend, auch unter Berücksichtigung des Brandlastfalls sichere und wirtschaftliche Konstruktionen entwickeln zu können. Die Anforderungen an den Feuerwiderstand von Bauteilen ergeben sich in Deutschland aus der Musterbauordnung (MBO) und den korrespondierenden Bauordnungen und Sonderbauordnungen der Länder (LBO). Das oberste Schutzziel der Bauordnung ist der Schutz von Personen und Tieren. Um dieses Schutzziel zu erreichen, bedürfen feuerwiderstandsfähige Konstruktionen der Entwicklung realitätsnaher Berechnungsmodelle für die Bemessung.

In der Regel ist es bei einer Stützenbemessung für den Brandfall nicht ausreichend, eine Tragwerksanalyse mit reduzierten Steifigkeiten und Festigkeiten der Werkstoffe durchzuführen. Neben der mechanischen Belastung aus dem Konstruktionseigengewicht und der spezifischen Nutzung sind thermische Dehnungen der Stütze zu berücksichtigen. Thermische Dehnungen können sich jedoch in der Stütze nicht frei einstellen, wenn durch die umgebende Tragstruktur eine freie Verformbarkeit der Stütze behindert wird. Es entstehen zusätzlich zur mechanischen Stützenlast Zwangskräfte. Hinzu kommt, dass während der Abkühlphase eines Brands bereits abgekühlte Tragwerksteile die Verkürzung von erwärmten Bauteilen behindern. In den Stützen können dann unter bestimmten Umständen sogar Zugkräfte auftreten. Solche Zugkräfte belasten die umgebende Tragstruktur sowie die Anschlüsse in einer unplanmäßigen Lastrichtung.

In der Vergangenheit demonstrierte allen voran das Broadgate-Feuer im Jahr 1990, dass bei Stahlverbundrahmenkonstruktionen das Tragverhalten während eines Brands maßgeblich durch mechanische Interaktionen zwischen den Decken, Stützen und Trägern bestimmt wird, vgl. WELLER 1992. Interaktionen mit der umgebenden Tragstruktur sind relevant bei Konstruktionen in Stahlbauweise, aber auch bei Konstruktionen in Stahlbetonbauweise sowie Stahlverbundbauweise.

Für eine korrekte Analyse des Feuerwiderstands von Stahlstützen ist es entscheidend, dass das mechanische Bauteilverhalten bei erhöhten Temperaturen, und hier besonders Effekte aus einer Dehnungsbehinderung, umfassend verstanden werden. Zusätzliche Zwangskräfte in den Stützen aber auch deren Auswirkung auf angrenzende Tragwerkselemente können bedeutsame Beurteilungsgrößen bei der Einschätzung des Tragverhaltens im Brandfall sein. Bis heute fehlen praxisrelevante Berechnungsverfahren, die bei einer Behinderung der temperaturinduzierten Längenausdehnung einer Stütze eine Analyse des Feuerwiderstands ermöglichen.

1.2 Zielsetzung und Überblick

Mit der vorliegenden Arbeit wird beabsichtigt, das Verständnis des Last-Verformungsverhaltens von stabilitätsgefährdeten Stützen im Brandfall sowie allgemein bei einem nichtlinearen Materialverhalten zu fördern. In diesem Zusammenhang soll insbesondere der Einfluss einer Dehnungsbehinderung im Brandfall erfasst werden. Die Erkenntnisse sollen dazu dienen, maßgebende Einflussgrößen auf das Tragverhalten von Stahlstützen bei einer Brandeinwirkung identifizieren und quantifizieren zu können. Es wird angestrebt, baupraktische Bemessungsverfahren für Stahlstützen bei erhöhten Temperaturen zu entwickeln. Mit Hilfe der Bemessungsverfahren sollen im abschließenden Kapitel dieser Arbeit Entwurfsstrategien für Geschossbauten mit Stahlstützen abgeleitet werden.

Zu diesem Zweck wird das Tragverhalten auf vier Ebenen untersucht. Die erste Ebene umfasst das Werkstoffverhalten. Dieses stellt eine obere Grenze für die Tragfähigkeit,

welche auf den weiteren Ebenen erreicht werden kann, dar. Auf der zweiten Ebene wird das Tragverhalten von doppelsymmetrischen H-Querschnitten behandelt: Auf der Querschnittsebene wird bei einer gegebenen Normalkraftbeanspruchung der Einfluss des Werkstoffs und der Querschnittsgeometrie in Momenten-Krümmungsbeziehungen erfasst. Außerdem werden die Auswirkungen von Eigenspannungen, welche aus dem Herstellungsprozess resultieren sowie von Werkstoffverfestigungen bei erhöhten Temperaturen aufgezeigt. Die dritte Ebene erweitert die Problemstellung um eine weitere geometrische Dimension: Das Tragverhalten eines Bauteils, beziehungsweise einer Stütze, ist einerseits abhängig vom Tragverhalten des Querschnitts und andererseits von der geometrischen Ausprägung sowie den Randbedingungen des Bauteils. Zusätzlich sind die Einflüsse globaler Stabilitätseffekte auf das Last-Verformungsverhalten von Stützen zu berücksichtigen. Auf der vierten Ebene werden Stützenbauteile innerhalb eines statischen Gesamtsystems betrachtet. Bei den Untersuchungen auf der Systemebene werden Interaktionen mit der umgebenden Tragstruktur miteinbezogen.

Jede der Ebenen ist abhängig von den jeweiligen unteren Ebenen. Die meisten Forschungsprojekte legen den Schwerpunkt auf eine bis zwei dieser Ebenen. In dieser Arbeit wird der Stand der Forschung getrennt für die vier Ebenen innerhalb der jeweiligen Kapitel dargestellt. Aus einer Vielzahl von Veröffentlichung werden hierbei die wegweisenden Forschungsarbeiten berücksichtigt. Auf der Werkstoffebene werden keine eigenen Untersuchungen angestellt. Hier entspricht der Kenntnisstand dem Stand der Forschung. Zur Beschreibung des Tragverhaltens auf der Querschnittsebene sowie der maßgebenden Einflüsse werden etablierte Rechenansätze und Verfahren verwendet. Auf der Bauteilebene und der Systemebene wird der Stand der Forschung durch numerische Berechnungen erweitert. Die hierzu entwickelten Modelle werden mit Hilfe von fremden Versuchsergebnissen validiert.

1.3 Abgrenzung

Diese Arbeit analysiert das Tragverhalten von Stahlstützen im Brandfall. Auf der Systemebene wird insbesondere der Einfluss kleiner Grade der Dehnungsbehinderung untersucht, da diese relevant für übliche Hochbaukonstruktionen sind. FRANSSEN 2000 grenzt den Grad der Dehnungsbehinderung für übliche Hochbaukonstruktion zwischen 2 bis 3% der Dehnsteifigkeit einer Stütze ein. Für solche Steifigkeitsverhältnisse liegen keine veröffentlichten Versuchsergebnisse vor. In dieser Arbeit wird der Einfluss kleiner Steifigkeitsverhältnisse auf das Last-Temperaturverhalten von Stahlstützen durch numerische Berechnungen mit der Methode der finiten Elemente untersucht. Auf der Systemebene werden neben Aufheizvorgängen auch anschließende Abkühlvorgänge in die Betrachtungen miteinbezogen.

Mit Hilfe der numerischen Modelle kann eine Vielzahl verschiedener Parameter variiert und deren Einfluss quantifiziert werden. Auf der Bauteilebene und der Systemebene sollen insbesondere der Einfluss von Eigenspannungen und Werkstoffverfestigungen auf das Last-Verformungsverhalten sowie das Last-Temperaturverhalten untersucht werden. Dabei werden ausschließlich Stützen mit einem doppelsymmetrischen I-Querschnitt und beidseitig gelenkiger Lagerung betrachtet. Bei der Modellbildung zur Analyse des Tragverhaltens auf der Systemebene wird die Steifigkeit der umgebenden Struktur vereinfacht durch eine Wegfeder mit einer konstanten Federsteifigkeit berücksichtigt.

Lokale Effekte, wie das Beulverhalten von Stahlquerschnitten, sind nicht Gegenstand dieser Arbeit. Globale Einflüsse, wie ungleichmäßige Temperaturen über die Stützenlänge oder auch über den Querschnitt, können durch eine thermische Brandsimulation festgestellt werden. Die Untersuchungen in dieser Arbeit gehen vereinfacht von einem homogenen Temperaturfeld über den Stahlquerschnitt sowie die Bauteillänge aus. Sämtliche Ergebnisse werden im Zusammenhang mit definierten Bauteiltemperaturen betrachtet. Die Ergebnisse sind dadurch unabhängig vom Temperatur-Zeitverlauf eines Brandszenarios. Sie sind aber an die verwendeten Werkstoffgesetze gekoppelt, welche zeitabhängige Effekte implizit berücksichtigen.

Mechanisches und thermisches Werkstoffverhalten von Baustahl

2.1 Zielsetzung und Überblick

Das mechanische und thermische Werkstoffverhalten von Baustahl beeinflusst maßgeblich das Tragverhalten auf der Querschnitts- und Bauteilebene. Dies gilt bei Normaltemperatur und im Besonderen bei erhöhten Temperaturen. Werkstoffgesetze, die das reale Verhalten bei erhöhten Temperaturen annähern, wurden während der letzten Jahrzehnte auf der Grundlage zahlreicher experimenteller Forschungsarbeiten mit verschiedenen Ansätzen analytisch beschrieben. Vor allem WOHLFEIL 2006 und SCHNEIDER 2011 zeigen eine umfassende Darstellung der Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet.

Dieses Kapitel beschreibt den Stand der Forschung zum Werkstoffverhalten von Baustahl bei erhöhten Temperaturen mit Hilfe der Darstellungen wegweisender Forschungsarbeiten. Es stellt die Grundlage für die Berechnungen auf der Querschnitts- und Bauteilebene dar, welche im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführt wurden.

Ausgehend vom Werkstoffgesetz für Normaltemperatur in Kapitel 2.2 werden die analytischen Beziehungen des Werkstoffverhaltens bei erhöhten Temperaturen erarbeitet und in Kapitel 2.3 dargestellt. Darin wird der Einfluss der Temperatur auf den Elastizitätsmodul, die Fließgrenze sowie die Festigkeit betrachtet. Zudem werden die Auswirkungen von Kriechdehnungen auf das Werkstoffverhalten bei erhöhten Temperaturen diskutiert. Dabei zeigt sich, dass neben der Temperatur auch die Aufheizgeschwindigkeit das mechanische Verhalten unmittelbar beeinflusst. Daraus folgt eine Abhängigkeit des Werkstoffverhaltens vom zeitlichen Verlauf eines Brands. Aus diesem Grund wird anschließend an die Darstellungen zum mechanischen Werkstoffverhalten ein Überblick über den Stand der Forschung zum Temperatur-Zeitverhalten für den Lastfall Brand sowie zum Erwärmungsverhalten von Baustahl gegeben.

Abschließend wird das Temperatur-Dehnungsverhalten von Baustahl betrachtet. Thermische Dehnungen sind bei mechanischen Betrachtungen relevant, da sie bei statisch unbestimmten Systemen zu Zwangsbeanspruchungen führen.

2.2 Linear elastisches, ideal plastisches Werkstoffverhalten bei Normaltemperatur

Für die Formulierung von Bauteilwiderständen ist eine exakte Definition des Werkstoffgesetzes von Baustahl entscheidend. Im Allgemeinen wird das Werkstoffgesetz durch einen Zugversuch beschrieben. In Abbildung 2.1 (links) ist das Spannungs-Dehnungsverhalten während eines Zugversuchs exemplarisch für Baustähle bei Normaltemperatur skizziert. Hierin können grundsätzlich vier Bereiche unterschieden werden: Im **elastischen Bereich** liegt ein linear elastisches Werkstoffverhalten vor. Die Spannungen verhalten sich proportional zur Dehnung (HOOKESESCHES Gesetz), vgl. Gleichung (2.1). Die Steigung wird durch den Elastizitätsmodul E beschrieben. Verformungen können sich bei einer Entlastung vollständig zurückbilden.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (2.1)$$

Wenn die Streckgrenze f_y überschritten wird, beginnt der **Fließbereich**. Spannungen bleiben für zunehmende Dehnungen zunächst konstant. Es ist eine horizontale Tangente im Spannungs-Dehnungs-Diagramm erkennbar. Im Unterschied zum elastischen Bereich werden durch aufgebrachte Lasten plastische Verformungen hervorgerufen, die sich bei einer Entlastung nicht vollständig zurückbilden. Nach dem Fließen steigt die Spannung weiter an. Es ist also eine weitere Laststeigerung erforderlich, um Dehnungen zu vergrößern. Hier beginnt der **Verfestigungsbereich**, der wiederum durch die obere Spannungsgrenze, die Zugfestigkeit f_u , begrenzt wird. Bei Erreichen der Zugfestigkeit beginnt der **Einschnürungsbereich**. An dieser Stelle beginnt ein Probekörper sich einzuschnüren: Spannungen nehmen für zunehmende Dehnungen wieder ab, bis es schließlich zum Bruch des Probekörpers kommt.

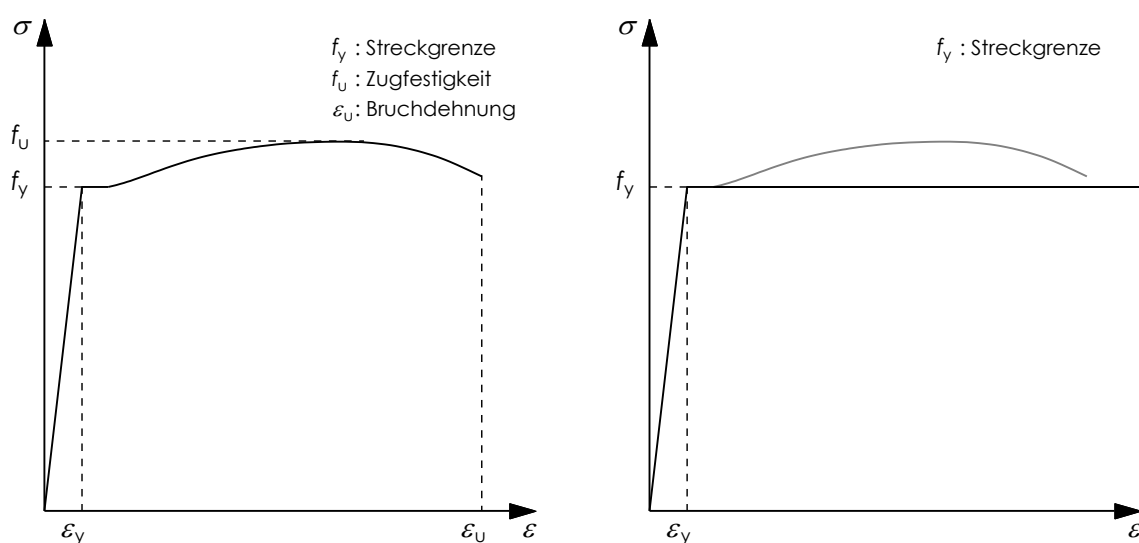


Abbildung 2.1: Spannungs-Dehnungsverhalten $\sigma(\varepsilon)$ einer Zugprobe aus Baustahl bei Normaltemperatur (links) und Idealisierung mit linear elastischem, ideal plastischem Werkstoffverhalten (rechts)

Im Zugversuch wirkt die Verfestigung des Werkstoffs traglaststeigernd. Dahingegen hat der im Zugversuch zu erkennende Anstieg der Spannungs-Dehnungsbeziehung im Verfestigungsbereich meist keinen Einfluss auf die Traglast von druckbeanspruchten Bauteilen. WOLF 2006 führt aus, dass die Vernachlässigung der Verfestigung bei Berechnungen auf der Bauteilebene gerade für stabilitätsgefährdete Bauteile zu keinem Verlust an Genauigkeit führt, da die Verfestigungsdehnungen in der Regel nicht erreicht werden. BEIER-TERTEL 2008 zeigt zudem, dass auch bei kurzen Stäben, bei denen größere Dehnungen auftreten, der Ansatz einer Verfestigung zu keiner nennenswerten Traglaststeigerung führt. Verfestigungseffekte werden bei Untersuchungen für Normaltemperaturen im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht berücksichtigt. Im Folgenden wird von einem linear elastischen, ideal plastischen Werkstoffgesetz nach Abbildung 2.1 (rechts) ausgegangen. Es besitzt über Raumtemperaturen hinaus bis etwa 100 °C Gültigkeit.

2.3 Nichtlineares Werkstoffverhalten bei erhöhten Temperaturen

Mit steigender Temperatur verringern sich die Steifigkeit sowie die Festigkeit von Baustahl. Ab etwa 100 °C können Steifigkeitsverluste beobachtet werden, während die Festigkeit erst bei Temperaturen oberhalb von etwa 300 °C bis 400 °C abnimmt, vgl. POH 2001 oder MÄKELÄINEN/OUTINEN 1998. Vor allem der Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehungen weicht bei erhöhten Temperaturen deutlich von der bei Normaltemperatur typischen linear elastischen, ideal plastischen Form ab. Bei erhöhten Temperaturen nimmt die Spannungs-Dehnungsbeziehung einen linear elastischen, nichtlinear plastischen Verlauf an.

Die Dehnung von Probekörpern aus Baustahl während einer Erwärmung setzt sich aus drei Komponenten zusammen: Die Addition der mechanischen Dehnung ε_{me} mit der thermischen Dehnung ε_{th} und der Kriechdehnung ε_{cr} ergibt die Gesamtdehnung ε_{tot} , vgl. KNOBLOCH 2007.

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{me}(\sigma, \theta) + \varepsilon_{th}(\theta) + \varepsilon_{cr}(\sigma, \theta, t) \quad (2.2)$$

Für Baustähle bei Normaltemperatur sind Kriecheffekte irrelevant und werden in der Regel vernachlässigt. Bei Stahltemperaturen oberhalb von 400 °C gewinnt das Hochtemperaturkriechen aber an Bedeutung und kann nicht mehr vernachlässigt werden. Der Kriechdehnungsanteil kann in den Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Baustahl explizit oder implizit erfasst werden. Wenn die unterschiedlichen Dehnungsanteile getrennt berücksichtigt werden, lassen sich die zeitunabhängigen, lastabhängigen mechanischen Dehnungen aus stationären Warmzugversuchen bei konstanter Temperaturführung ermitteln. Um Dehnungsanteile aus Kriecheffekten zu unterdrücken, werden stationäre Warmzugversuche meist mit einer sehr hohen Dehnungsgeschwindigkeit durchgeführt. Die ermittelten zeitunabhängigen, lastabhängigen mechanischen Deh-

nungen müssen dann mit den zeit- und lastabhängigen Kriechdehnungen überlagert werden, vgl. WOHLFEIL 2006 und SCHNEIDER 2011. Diese werden in der Regel gesondert mit stationären Warmkriechversuchen, bei denen neben der Temperatur auch die Belastung konstant gehalten wird, bestimmt, vgl. Abbildung 2.2 (links).

Dahingegen können mit Hilfe von instationären Warmkriechversuchen Spannungs-Dehnungsbeziehungen konstruiert werden, welche Kriechdehnungen implizit berücksichtigen: Bei einer konstanten mechanischen Belastung wird die Temperatur mit einer Aufheizgeschwindigkeit, welche das Temperatur-Zeitverhalten eines realen Brands möglichst gut simuliert, erhöht, vgl. Abbildung 2.2 (rechts). Auf diesem Weg ermittelte Spannungs-Dehnungsbeziehungen erlauben unmittelbare Erkenntnisse zum Verformungsverhalten im Brandfall. Die Kriechdehnungen sind in der Gesamtdehnung enthalten. Bei der impliziten Erfassung der Kriechdehnung gelten die Versuchsergebnisse streng genommen nur für die in den Versuchen verwendete Aufheizgeschwindigkeit. Dabei beeinflusst die Aufheizgeschwindigkeit die Kriechdehnungen entscheidend. Die Wahl einer relativ niedrigen Aufheizgeschwindigkeit stellt ein auf der sicheren Seite liegendes Vorgehen dar, da sich die in den Werkstoffgesetzen enthaltenen Kriechdehnungsanteile im Vergleich zu einer schnellen Aufheizung vergrößern.

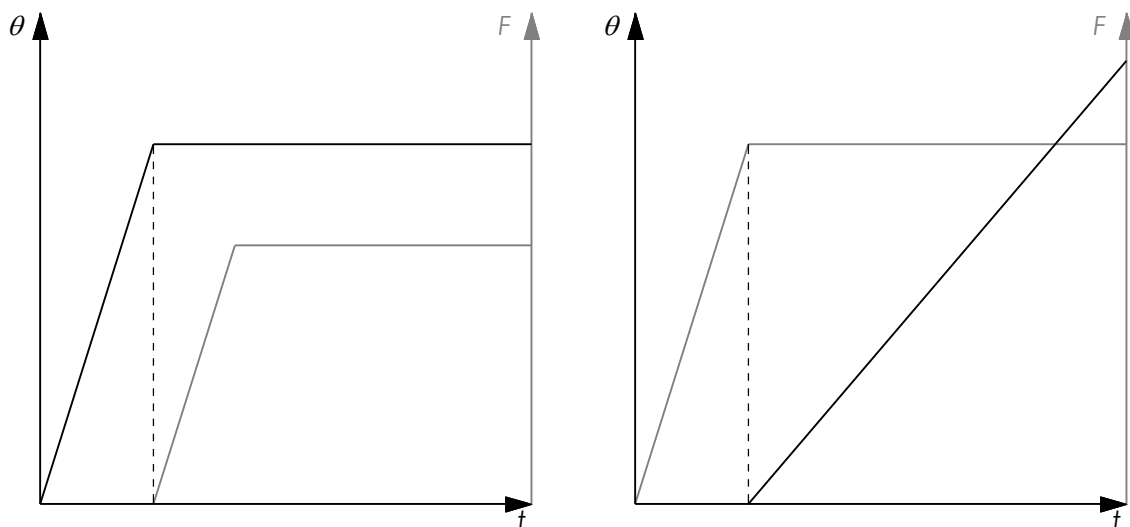


Abbildung 2.2: Schematische Darstellung des Last-Zeitdiagramms $F(t)$ und des zugeordneten Temperatur-Zeitdiagramms $\theta(t)$: Stationärer Warmkriechversuch (links) und instationärer Warmkriechversuch (rechts)

Normalfeste Baustähle

TWILT 1983 veröffentlicht Werkstoffgesetze, die von der ECCS (European Convention for Constructional Steelwork) entwickelt wurden. Für Baustahl sind Spannungs-Dehnungsbeziehungen im Temperaturbereich von 20 °C bis 600 °C angegeben, die auf den Versuchsergebnissen instationärer Warmkriechversuche mit einer Aufheizge-

schwindigkeit von 10 K/min fußen. Kriechdehnungen sind implizit in den Werkstoffgesetzen berücksichtigt. Die analytischen Formulierungen für Temperaturen ab 400 °C sind gültig für Dehnungen bis einschließlich 0,5%. Für Dehnungen größer als 0,5% wird ein horizontales Fließplateau angesetzt, vgl. Abbildung 2.3 (links). Der Anwendungsbereich wird auf Stähle bis zu einer Festigkeit von 360 N/mm² (Fe 510) begrenzt.

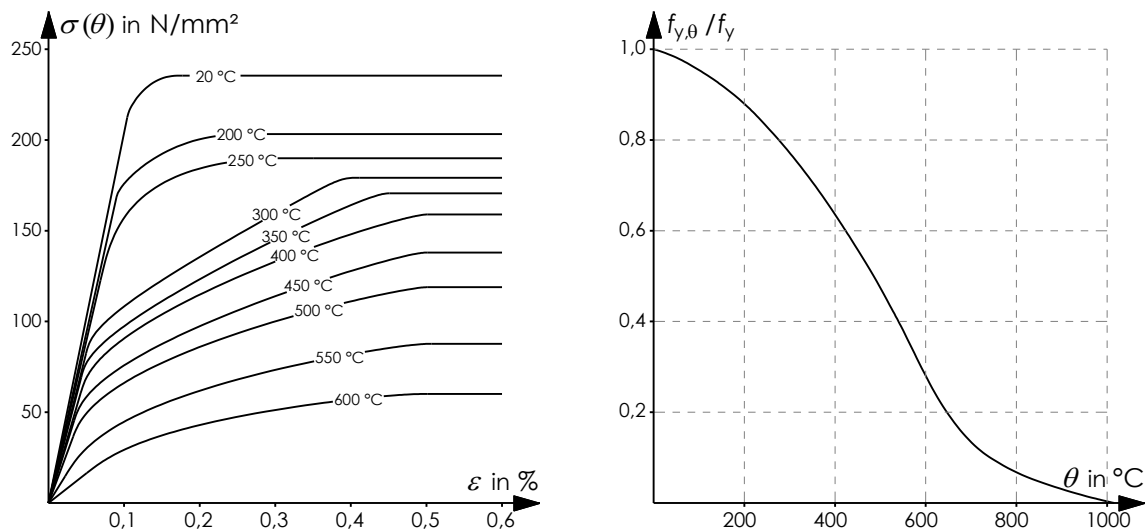


Abbildung 2.3: Temperaturabhängige Werkstoffgesetze $\sigma(\theta)$ für Baustahl Fe 360 (links) und Verhältnis der Fließspannung zur Festigkeit bei Normaltemperatur (rechts) nach TWILT 1983

RUBERT/SCHAUMANN 1985 veröffentlichen die Versuchsergebnisse instationärer Warmkriechbiegeversuche an Einfeldträgern aus Baustahl St 37 mit Aufheizgeschwindigkeiten von 2,67 und 5,33 K/min. Während der Erwärmung wurden Temperatur-Durchbiegungskurven für Temperaturen bis 1000 °C aufgezeichnet und daraus Spannungs-Dehnungsbeziehungen rückgerechnet. Es wurde eine analytische Formulierung für ein elliptisches Werkstoffgesetz mit linear elastischem Anfangsbereich und einem horizontalen Fließbereich entwickelt, vgl. Abbildung 2.4 (links). Die temperaturabhängigen Werte der Proportionalitätsgrenze $f_{p,\theta}$, der Fließgrenze $f_{y,\theta}$ und des Elastizitätsmoduls $E_{a,\theta}$ können mit den entsprechenden Abminderungsfaktoren $k_{y,\theta}$, $k_{p,\theta}$ und $k_{E,\theta}$ als Verhältnis zum jeweiligen Wert bei Normaltemperatur bestimmt werden. In Abbildung 2.4 (rechts) sind die temperaturabhängigen Abminderungsfaktoren aus RUBERT/SCHAUMANN 1985 dargestellt. Nachrechnungen der Warmkriechbiegeversuche sowie instationärer Warmkriechversuche an Stützen durch RUBERT/SCHAUMANN 1985 lieferten gute Übereinstimmungen. Die Werkstoffgesetze sind in die aktuellen Regelungen der DIN EN 1993-1-2 (2010) eingegangen, siehe auch Gleichungen (2.3). Allerdings weichen die Abminderungsfaktoren von den normativen Festlegungen ab.

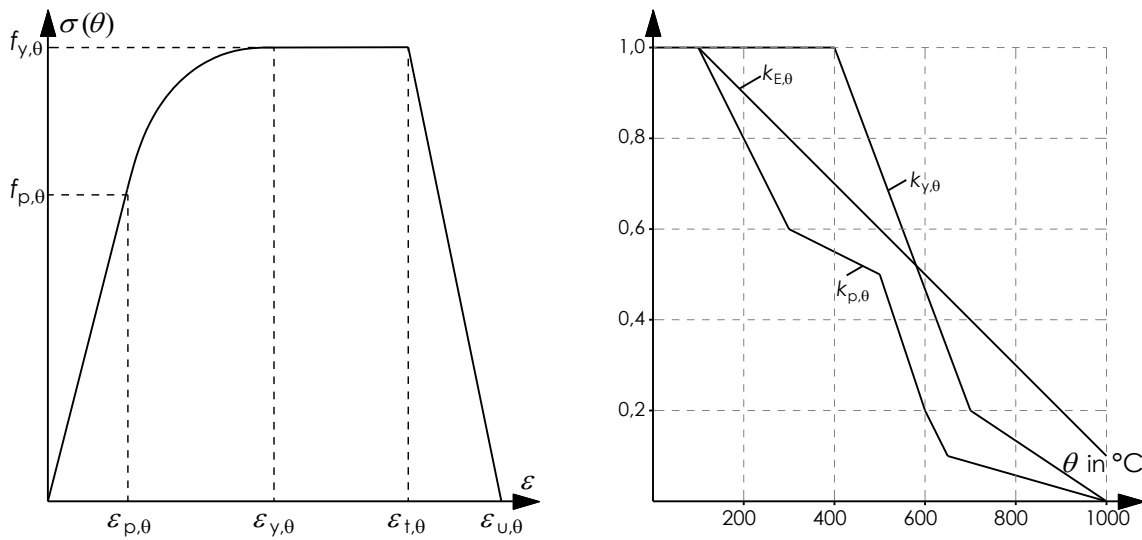


Abbildung 2.4: Elliptisches Werkstoffgesetz $\sigma(\varepsilon)$ (links) und temperaturabhängige Abminderungsfaktoren $k_{y,\theta}$, $k_{p,\theta}$ und $k_{E,\theta}$ (rechts) nach RUBERT/SCHAUMANN 1985

$$\sigma(\varepsilon, \theta) = E_{a,\theta} \cdot \varepsilon \quad \text{für } \varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta} \quad (2.3 \text{ a})$$

$$\sigma(\varepsilon, \theta) = \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2} + f_{p,\theta} - c \quad \text{für } \varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon \leq \varepsilon_{y,\theta} \quad (2.3 \text{ b})$$

$$\sigma(\varepsilon, \theta) = f_{y,\theta} \quad \text{für } \varepsilon > \varepsilon_{y,\theta} \quad (2.3 \text{ c})$$

mit

$$a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{a,\theta}} \right) \quad (2.3 \text{ d})$$

$$b^2 = E_{a,\theta} \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) \cdot c + c^2 \quad (2.3 \text{ e})$$

$$c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{E_{a,\theta} \cdot (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}) - 2 \cdot (f_{y,\theta} - f_{p,\theta})} \quad (2.3 \text{ f})$$

und

$$f_{y,\theta} = k_{y,\theta} \cdot f_y \quad (2.3 \text{ g})$$

$$f_{p,\theta} = k_{p,\theta} \cdot f_y \quad (2.3 \text{ h})$$

$$E_{a,\theta} = k_{E,\theta} \cdot E_a \quad (2.3 \text{ i})$$

KIRBY/PRESTON 1988 beschreiben die Ergebnisse stationärer und instationärer Versuchsreihen an Probekörpern aus Baustahl der Festigkeitsklassen Fe 430 (ca. S275) und Fe 510 (S355). Es zeigt sich, dass bei den stationären Versuchen im Bereich kleiner Dehnungen gemessene Spannungen deutlich größer ausfallen und somit die Anfangssteifigkeit im Vergleich zu den Ergebnissen instationärer Versuche überschätzt wird. Für größere Dehnungen, im Bereich der Fließdehnung, stimmen die Ergebnisse dann gut überein. Werkstoffgesetze und Abminderungsfaktoren wurden von KIRBY/PRESTON 1988 auf der Grundlage von instationären Warmkriechversuchen mit einer Aufheizgeschwindigkeit von 10 K/min für Temperaturen zwischen 20 °C und 900 °C entwickelt.

TWILT 1991 stellt die wichtigsten europäischen Quellen zum Werkstoffverhalten von Stahlbauteilen bei erhöhten Temperaturen zusammen. Zielsetzung war dabei die Erarbeitung eines Vorschlags für europäische Spannungs-Dehnungsbeziehungen als einheitliche Grundlage für die geplante Harmonisierung der europäischen Bauvorschriften. TWILT 1991 empfiehlt letztlich als europäische Lösung die Beschreibung des Werkstoffverhaltens bei erhöhten Temperaturen mit den mathematischen Formulierungen von RUBERT/SCHAUMANN 1985 unter Verwendung der Abminderungsfaktoren $k_{y,\theta}$, $k_{p,\theta}$ und $k_{E,\theta}$ gemäß den Daten von KIRBY/PRESTON 1988, vgl. Abbildung 2.5 und Gleichungen (2.3). Als Begründung werden der experimentelle Hintergrund, die große Übereinstimmung mit anderen Versuchsergebnissen, die einfache mathematische Beschreibung sowie das Vorhandensein einer klar definierten Fließgrenze genannt. Die vorgeschlagene Lösung ist einheitlich für die Stahlsorten S235, S275, S355 und S460 in den derzeitigen Normenstand der DIN EN 1993-1-2 (2010) eingegangen.

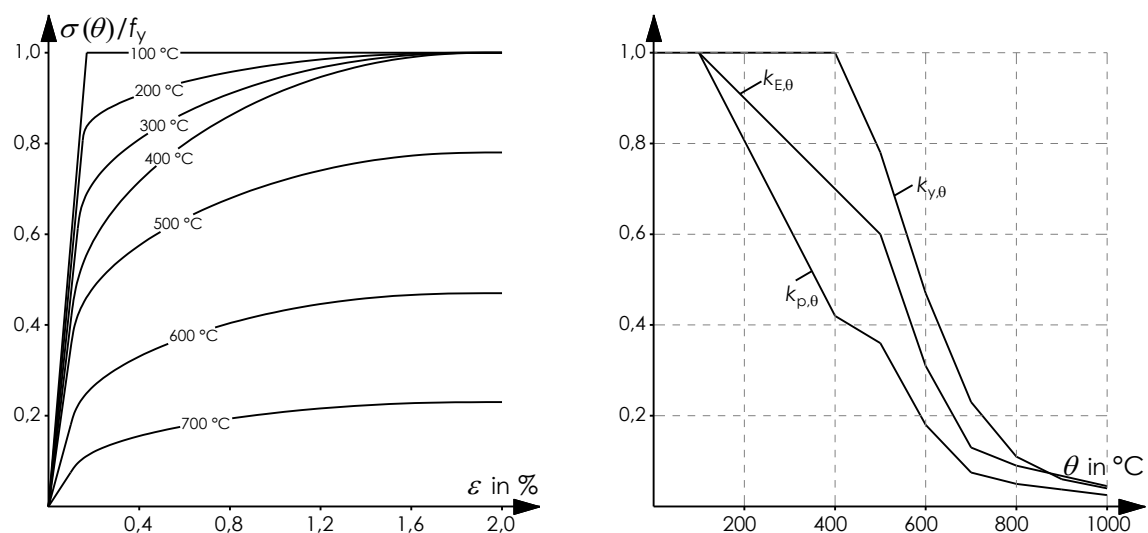


Abbildung 2.5: Werkstoffgesetze und Abminderungsfaktoren $k_{y,\theta}$, $k_{p,\theta}$ und $k_{E,\theta}$ für Baustahl S355 bei erhöhten Temperaturen nach DIN EN 1993-1-2 (2010)

Der linear elastische, nichtlinear plastische Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung wird mathematisch durch einen linear elastischen Anfangsbereich mit dem temperaturabhängigen Elastizitätsmodul $E_{a,\theta}$ bis zum Erreichen der Proportionalitätsgrenze $f_{p,\theta}$ beschrieben, gefolgt von einem elliptischen Bereich, der bei der Fließdehnung $\varepsilon_{y,\theta} = 2\%$ in ein Fließplateau mit der Fließgrenze $f_{y,\theta}$ übergeht.

Ergänzend wird in ANHANG A der DIN EN 1993-1-2 (2010) ein optionaler Verfestigungsansatz für Dehnungen größer als 2% bei Temperaturen bis 400 °C vorgeschlagen, vgl. Abbildung 2.6 und Gleichungen (2.4). Die Beschreibung des Verfestigungsbereichs beruht auf den stationären Versuchsdaten von SCHLEICH ET AL. 1991.

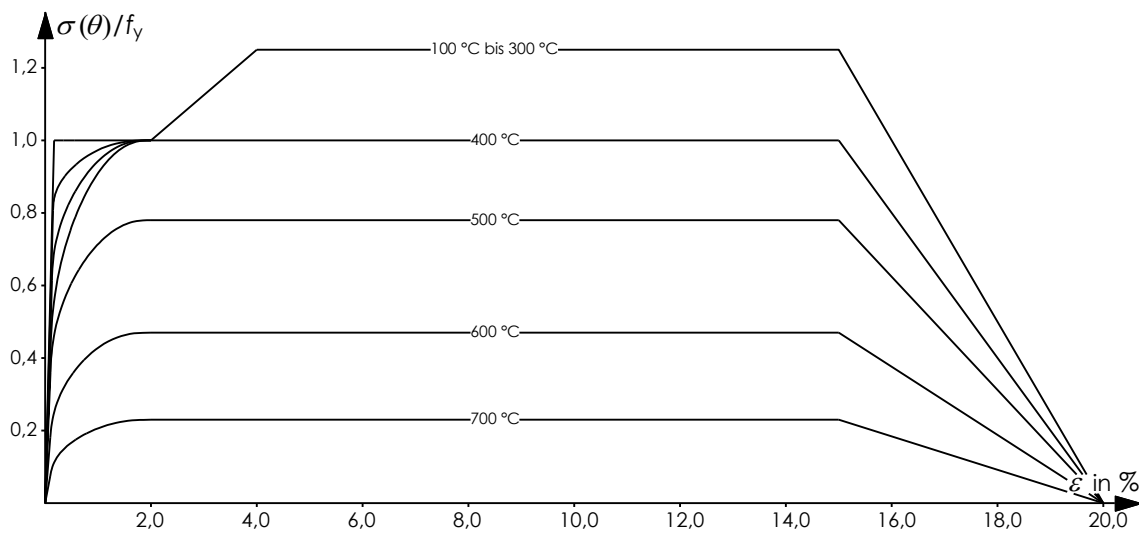


Abbildung 2.6: Werkstoffgesetze mit Berücksichtigung der Verfestigung für Baustahl S355 bei erhöhten Temperaturen nach DIN EN 1993-1-2 (2010)

$$\sigma(\varepsilon, \theta) = 2 \cdot f_{y,\theta} - f_{u,\theta} + 50 \cdot (f_{u,\theta} - f_{y,\theta}) \cdot \varepsilon \quad \text{für } 0,02 < \varepsilon < 0,04 \quad (2.4 \text{ a})$$

$$\sigma(\varepsilon, \theta) = f_{u,\theta} \quad \text{für } 0,04 \leq \varepsilon \leq 0,15 \quad (2.4 \text{ b})$$

$$\sigma(\varepsilon, \theta) = f_{u,\theta} \cdot [1 - 20 \cdot (\varepsilon - 0,15)] \quad \text{für } 0,15 < \varepsilon \leq 0,20 \quad (2.4 \text{ c})$$

mit

$$f_{u,\theta} = 1,25 \cdot f_{y,\theta} \quad \text{für } \theta_a < 300 \text{ °C} \quad (2.4 \text{ d})$$

$$f_{u,\theta} = f_{y,\theta} \cdot (2 - 0,0025 \cdot \theta_a) \quad \text{für } 300 \text{ °C} \leq \theta_a < 400 \text{ °C} \quad (2.4 \text{ e})$$

$$f_{u,\theta} = f_{y,\theta} \quad \text{für } \theta_a \geq 400 \text{ °C} \quad (2.4 \text{ f})$$

Weitere Versuche zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von Baustahl bei erhöhten Temperaturen wurde im Zeitraum von 1994 bis 2006 an der Helsinki University of Technology durchgeführt. Die instationären Warmkriechversuche erfolgten überwiegend mit Aufheizgeschwindigkeiten von 10 K/min sowie 20 K/min. Die Ergebnisse sind umfassend in OUTINEN 2007 dargestellt. Für die Versuche an den Baustählen S355 zeigt sich eine gute Übereinstimmung mit den Werkstoffgesetzen der DIN EN 1993-1-2 (2010). Die temperaturabhängigen Abminderungsfaktoren für den Elastizitätsmodul stimmen mit den Daten von KIRBY/PRESTON 1988 beziehungsweise der DIN EN 1993-1-2 (2010) überein, vgl. OUTINEN/MÄKELÄINEN 2004. Die Fließspannung $f_{y,\theta}$ wird von OUTINEN/MÄKELÄINEN 2004 bereits für Temperaturen unterhalb von 400 °C abgemindert. Die Abminderungsfaktoren sind in Abbildung 2.7 den entsprechenden Daten von KIRBY/PRESTON 1988 und RUBERT/SCHAUMANN 1985 gegenübergestellt. Für den hochfesten Stahl S420M zeigt OUTINEN 2007 deutliche Unterschreitungen der normativen Regelungen.

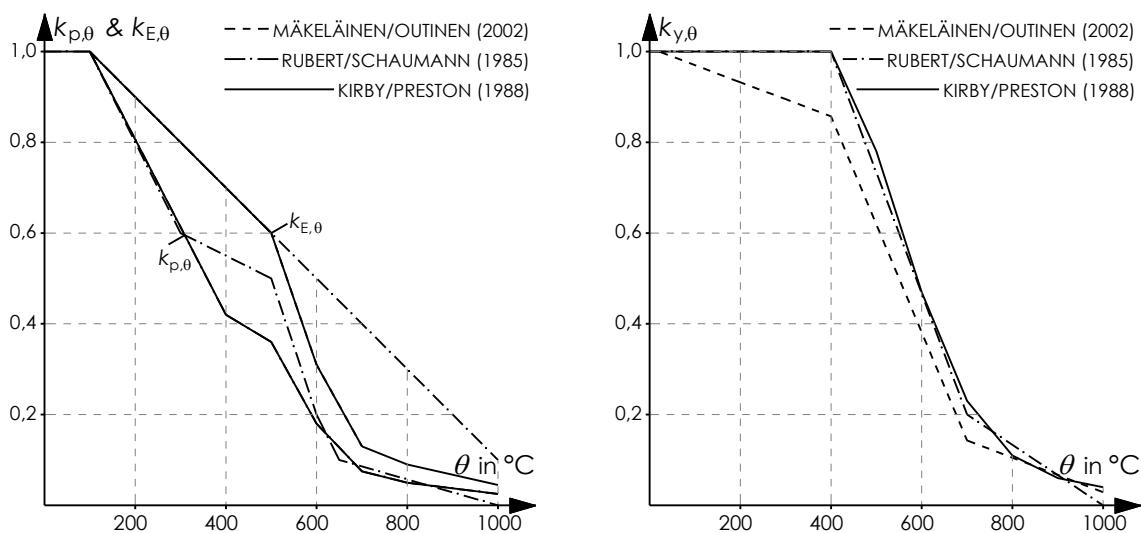


Abbildung 2.7: Gegenüberstellung von Abminderungsfaktoren aus verschiedenen Forschungsarbeiten: $k_{p,\theta}$ und $k_{E,\theta}$ (links) sowie $k_{y,\theta}$ (rechts)

Hochfeste Feinkornbaustähle

Versuchsergebnisse zum mechanischen Verhalten des hochfesten Feinkornbaustahls S460 liegen vereinzelt vor, streuen jedoch stark und weichen zum Teil erheblich von den Angaben in der DIN EN 1993-1-2 (2010) ab. WINTER 1998 hat am Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik der TU Darmstadt das Werkstoffverhalten von Proben aus hochfestem Feinkornbaustahl S460 bei erhöhten Temperaturen mit Hilfe von instationären Warmkriechbiegeversuchen untersucht. Um die Versuchseinrichtung zu kontrollieren, wurden zusätzlich normalfeste Baustähle getestet. Die Ergebnisse der normalfesten Probekörper stimmen gut mit den Werkstoffgesetzen der

DIN EN 1993-1-2 (2010) überein. Allerdings zeigen sich erhebliche Unterschiede für die Festigkeitsminderung der hochfesten Probekörper vor allem bei Temperaturen oberhalb von 500 °C. Die Übertragbarkeit der Abminderungsfaktoren der DIN EN 1993-1-2 (2010), welche auf die Daten von KIRBY/PRESTON 1988 zurückgehen, wird durch WINTER 1998 in Frage gestellt.

LANGE/WOHLFEIL 2007 untersuchen am Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik der TU Darmstadt das Werkstoffverhalten bei erhöhten Temperaturen und auch die Restfestigkeit von hochfestem Feinkornbaustahl S460. Mit Hilfe von instationären Warmkriechversuchen wurden die Werkstoffe der Lieferzustände M und N bei einer Aufheizgeschwindigkeit von 10 K/min getestet. Der Lieferzustand N kann entweder durch Normalglühen oder normalisierendes Walzen erzeugt werden. Der Lieferzustand M zeichnet sich durch ein sehr feinkörniges Gefüge aus, das durch Zugaben von Niob und Titan in Verbindung mit einer besonders abgestimmten Temperaturführung beim Walzen (thermomechanisches Walzen) erzeugt wird. Für beide Lieferzustände wurden aus den Temperatur-Dehnungskurven bis 900 °C Spannungs-Dehnungsbeziehungen konstruiert. Diese werden analytisch durch einen linear elastischen Anfangsbereich, einen elliptischen Übergangsbereich und einen daran anschließenden linearen Verfestigungsbereich beschrieben. Ein Vergleich der Ergebnisse beider Lieferzustände zeigt für den Lieferzustand M (S460M) eine deutlich größere Festigkeit im Vergleich zum Lieferzustand N (S460N). Im Vergleich zur DIN EN 1993-1-2 (2010) fallen die Abminderungsfaktoren der Proportionalitätsgrenze und der Festigkeit für S460M größer und für S460N kleiner als die normativen Angaben aus.

Eine weitere Forschungsarbeit am Institut für Stahlbau und Werkstoffmechanik der TU Darmstadt von SCHNEIDER/LANGE 2011 vertieft das Werkstoffverhalten von thermomechanisch gewalzten Feinkornbaustählen S460M im Vergleich zu normalisiert gewalztem S460N bei erhöhten Temperaturen. Mit Hilfe von Versuchsreihen an Probekörpern unter instationären Bedingungen wurden Kriechgesetze nach dem Konzept der temperaturkompensierten Zeit erarbeitet, die eine explizite Formulierung der Kriecheffekte ermöglichen, vgl. Abbildung 2.8 (links). Für definierte Aufheizprozesse, die zu einer bekannten Maximaltemperatur führen, können Spannungs-Dehnungsbeziehungen abgeleitet werden, welche die Kriecheffekte implizit berücksichtigen. Somit lassen sich theoretisch für beliebige Aufheizgeschwindigkeiten zeitunabhängige Werkstoffgesetze entwickeln. In Abbildung 2.8 (rechts) ist der Einfluss der Kriechdehnungen in Abhängigkeit von verschiedenen Aufheizgeschwindigkeiten exemplarisch dargestellt. Für eine Aufheizgeschwindigkeit von 10 K/min werden die von SCHNEIDER/LANGE 2011 entwickelten Werkstoffgesetze für hochfeste Feinkornbaustähle beider Lieferzustände, S460M und S460N, in Abbildung 2.9 angegeben.

Die Beobachtungen in LANGE/WOHLFEIL 2007 werden durch SCHNEIDER/LANGE 2011 bestätigt: Für den Lieferzustand M ergeben sich bei den Werkstoffgesetzen deutlich

größere Festigkeiten im Vergleich zum Lieferzustand N. Die Abminderungsfaktoren für die Proportionalitätsgrenze und die Festigkeit fallen für S460N sowie S460M kleiner aus als die normativen Angaben in der DIN EN 1993-1-2 (2010).

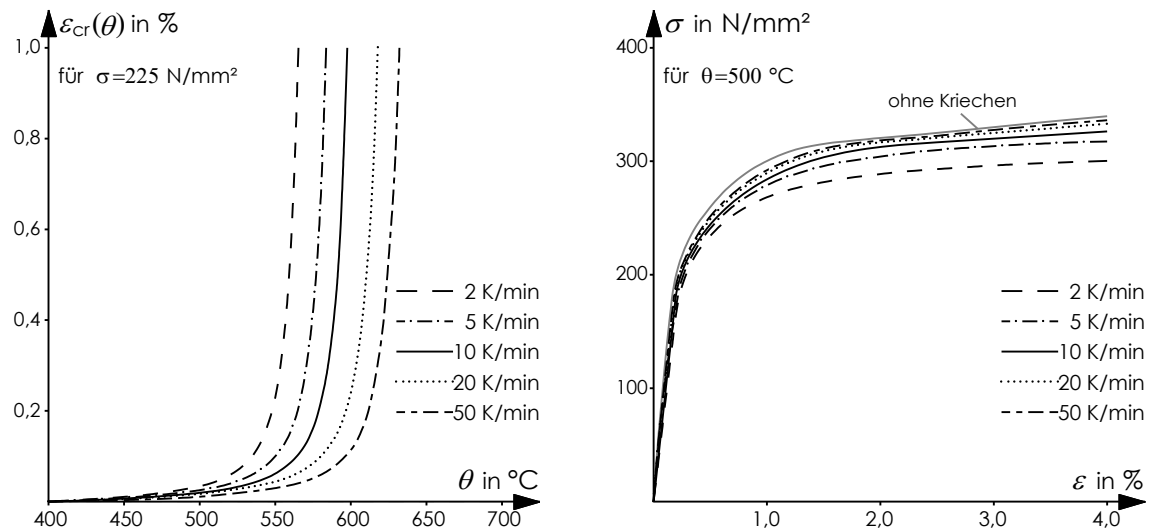


Abbildung 2.8: Kriechdehnungs-Temperaturbeziehungen bei konstanter mechanischer Last (links) und Spannungs-Dehnungsbeziehungen (rechts) bei verschiedenen Aufheizgeschwindigkeiten für S460M nach SCHNEIDER/LANGE 2011

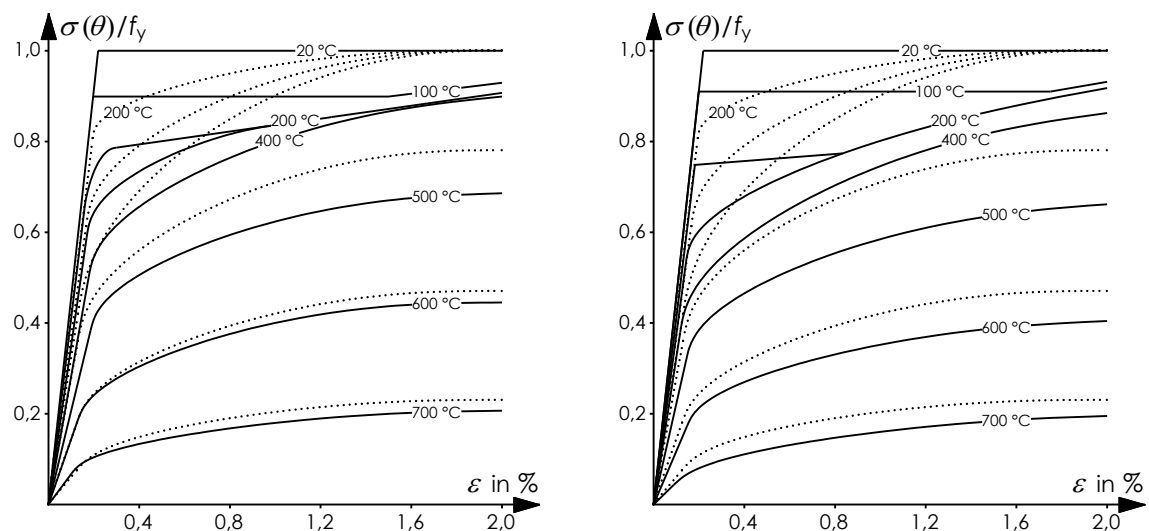


Abbildung 2.9: Werkstoffgesetze für hochfesten Feinkornbaustahl S460M (links) und S460N (rechts) unter erhöhten Temperaturen für $\dot{\theta} = 10 \text{ K/min}$ nach SCHNEIDER/LANGE 2011 und nach DIN EN 1993-1-2 (2010) in gepunkteter Darstellung

2.3.1 Zum Einfluss von Kricheffekten

Kricheffekte führen zu plastischen Langzeitverformungen bei konstanten mechanischen Beanspruchungen. Hochtemperaturkriechen tritt wegen der zunehmenden Beweglichkeit der Atome und einer größeren Anzahl an Gitterdefekten bei steigenden Temperaturen auf. Bei erhöhten Temperaturen nimmt die Leerstellenkonzentration zu und die Diffusion eingelagerter Elemente wird erleichtert. Darüber hinaus entwickeln sich neue Gleitsysteme durch Klettern und Quergleiten der Versetzungen, vgl. BARGEL/SCHULZE 2012.

Dehnungen infolge von Hochtemperaturkriechen sind abhängig von der mechanischen Beanspruchung σ , der Beanspruchungsdauer t und der Temperatur θ , vgl. Gleichung (2.2). Maßgebend wird das Kriechen durch das Verhältnis von der Beanspruchung zum Tragwiderstand bestimmt. Dieses Verhältnis nimmt für Bauteile bei einer Brandbeanspruchung mit steigender Temperatur zu. Der Bauteilwiderstand nimmt ab, während die Beanspruchung bei statisch bestimmten Systemen konstant bleibt oder bei statisch unbestimmten Systemen mit einer Behinderung der Längenausdehnung wegen der daraus resultierenden Zwangskräfte sogar größer werden kann. Zunehmende Kriechverformungen können zu plastischen Verformungen und bei Stabilitätsproblemen zum Versagen führen.

In Kapitel 2.3 wurde die Abhängigkeit der Kriechdehnung von der Aufheizgeschwindigkeit aufgezeigt: Die Aufheizgeschwindigkeit beeinflusst die Kriechdehnungen entscheidend. Mit zunehmender Aufheizgeschwindigkeit verringert sich der Kriecheinfluss. Den Werkstoffgesetzen der DIN EN 1993-1-2 (2010) liegt eine Aufheizgeschwindigkeit von 10 K/min gemäß den implementierten Daten von KIRBY/PRESTON 1988 zu Grunde. Diese führt nach 50 Minuten zu Temperaturen von etwa 500 °C. Bei einer kürzeren Branddauer, für beispielsweise ungeschützte Stahlbauteile mit einer Erwärmung nach dem ISO-Normbrandkonzept unter Ansatz der Einheitstemperaturzeitkurve, führen die Werkstoffgesetze der DIN EN 1993-1-2 (2010) zu eher konservativen Ergebnissen. Naturbrände, die das Temperatur-Zeitverhalten realer Brände realitätsnäher erfassen, weisen meist noch schnellere Aufheizgeschwindigkeiten auf als ein Normbrand nach der Einheitstemperaturzeitkurve, vgl. Abbildung 2.11. In den Angaben der DIN EN 1993-1-2 (2010) werden die Anwendungsgrenzen für die Spannungs-Dehnungsbeziehungen auf einen Bereich von 2 K/min bis 50 K/min erweitert.

Es ist zu beachten, dass die Erwärmung geschützter Bauteile aus Baustahl langsamer als bei ungeschützten Bauteilen erfolgt. Zudem können auch bei Naturbränden die Aufheizgeschwindigkeiten verringert sein, wenn ein Bauteil nicht dem Brand direkt ausgesetzt ist. Einflüsse aus dem Hochtemperaturkriechen werden in solchen Fällen bei Verwendung der Werkstoffgesetze der DIN EN 1993-1-2 (2010) unterschätzt. Um den Einfluss des Hochtemperaturkriechens umfassend zu berücksichtigen, müssten Spannungs-

Dehnungsbeziehungen verwendet werden, die das exakte Brandszenario mit der dazugehörigen Temperatur-Zeitbeziehung implizit berücksichtigen. Alternativ müsste der Kriecheinfluss explizit bei einer Berechnung mit einer Zeitschrittintegration implementiert werden.

TWILT 1988 kommt zu dem Ergebnis, dass für eine Brandbemessung bei Annahme einer Erwärmung nach der Einheitstemperaturzeitkurve eine explizite Erfassung der Kriechdehnungen in Abhängigkeit des Erwärmungsverlaufs nicht erforderlich ist, weil sich im Rahmen realitätsnaher Aufheizgeschwindigkeiten lediglich geringfügige Differenzen in den Feuerwiderstandsdauern beziehungsweise Versagenskriterien ergeben. Dennoch beschreibt TWILT 1988 die Notwendigkeit zur expliziten Erfassung von Kriechdehnungen bei der Brandbemessung unter Annahme von Naturbrandbeanspruchungen.

2.4 Thermische Einwirkungen im Brandfall

Mechanische Werkstoffgesetze bei erhöhten Temperaturen sind vor allem von der Stahltemperatur während eines Brands aber auch von der Aufheizgeschwindigkeit, welche die Kriechdehnungen beeinflusst, abhängig. Daraus folgt eine Abhängigkeit des Werkstoffverhaltens vom zeitlichen Verlauf eines Brands. Im Brandfall erwärmen sich Stahlquerschnitte aufgrund ihrer hohen Wärmeleitfähigkeit schnell. Die Aufheizgeschwindigkeit und somit die Stahltemperatur im Brandfall hängen neben dem Verhältnis von der dem Brand ausgesetzten Stahlfläche zum Stahlvolumen und einer eventuellen Brandschutzisolation vor allem von der Intensität der Brandeinwirkung ab.

Der zeitliche Verlauf eines Brands kann in mehrere Phasen unterteilt werden, vgl. KORDINA/MEYER-OTTENS 1999. Dabei ist die Branddauer von vielen Faktoren und Randbedingungen abhängig. Unter anderen beeinflussen die Brandraumgeometrie, die Ventilationsverhältnisse und die Menge der brennbaren Stoffe die Phasendauer, die Aufheizgeschwindigkeit sowie die Brandgastemperatur. Innerhalb eines Gebäudes können sich daher für jeden Brandabschnitt verschiedenste Brandszenarien ergeben. Zur Beschreibung der Brandgastemperaturen stehen verschiedene Temperatur-Zeitverläufe zur Verfügung. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird zu diesem Thema ein Überblick gegeben. Für vertiefende Erläuterung sei auf die Literatur verwiesen, vgl. unter anderen HOSSER 2013 und SCHLEICH 2003.

Grundsätzlich beginnt jeder Brand mit der **Zündphase**: Der physikalisch-chemische Prozess der Verbrennung wird in Gang gesetzt, indem ein brennbarer Stoff oxydiert, das heißt er reagiert mit Sauerstoff unter Freisetzung von Energie. In der darauf folgenden **Schwelbrandphase** breiten sich die Flammen abhängig von der räumlichen Situation aus und der Brandraum wird allmählich aufgeheizt. Zusammen beschreiben die Zündphase und die Schwelbrandphase den **Entstehungsbrand**. Die Aufheizgeschwindigkeit

sowie die räumliche Brandausbreitung sind noch klein. Nach dem Entstehungsbrand beginnt der **Vollbrand**. Dieser wird durch den **Flash Over** eingeleitet. Zum Zeitpunkt des Feuerübersprungs (Flash Over) werden alle im Brandraum vorhandenen brennbaren Stoffe schlagartig entzündet. Die Aufheizgeschwindigkeit nimmt jetzt deutlich zu. Wenn die Maximaltemperatur im Brandraum erreicht ist, beginnt die **Abklingphase**, bei der die Temperaturen im Brandraum wieder abnehmen, wenn ein Großteil der Brandlast verbrannt ist oder die Energiefreisetzungsrate auf Grund eines Löschvorgangs absinkt. In Abbildung 2.10 wird ein idealisierter Verlauf einer Temperatur-Zeitkurve mit den vier Brandphasen nach KORDINA/MEYER-OTTENS 1999 dargestellt.

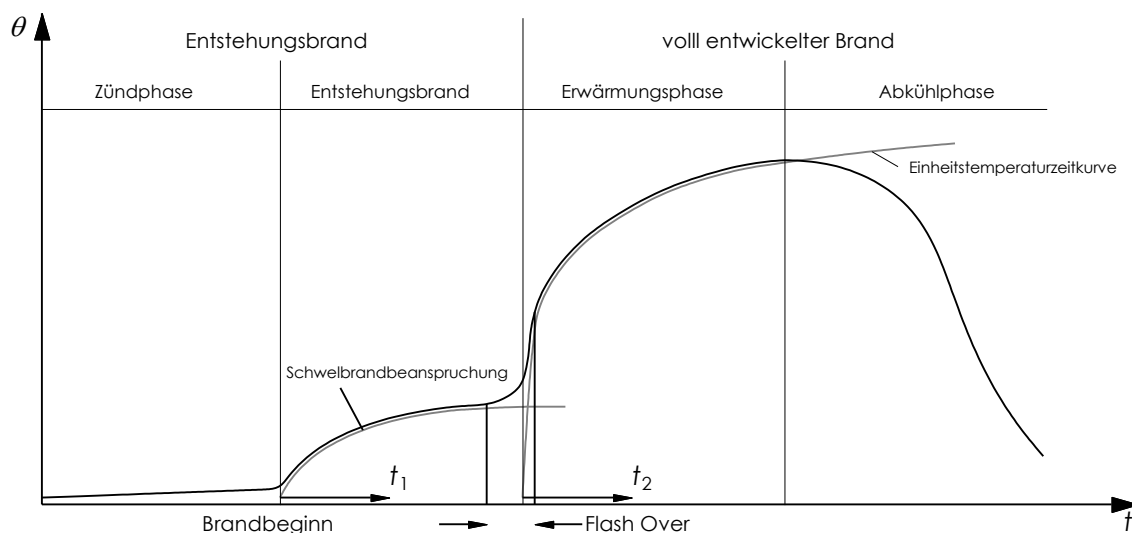


Abbildung 2.10: Verlauf einer Brandgastemperatur-Zeitkurve $\theta(t)$ nach KORDINA/MEYER-OTTENS 1999

Innerhalb eines Brandraums werden verschiedene Temperaturbereiche unterschieden: Bei mittelgroßen Räumen, die bei mehrgeschossigen Wohn- und Bürogebäuden üblich sind, bilden sich im Verlauf des Brands Heiß- und Kaltgaszonen. Unterhalb der Decke eines Brandraums befindet sich die mit der Zeit anwachsende Heißgasschicht und darunter idealisiert die Kaltgasschicht. In unmittelbarer Flammennähe entsteht eine Rauchgassäule, die Plume genannt wird. In diesem Bereich bilden sich Temperaturspitzen, vgl. SCHNEIDER 2014.

Bestrebungen, Brandgastemperatur-Zeitverläufe für Brandversuche zu definieren, gibt es bereits seit 1930, vgl. ZEHFUß 2004. Mit dem Ziel, einheitliche Prüf- und Berechnungsgrundlagen für das Tragverhalten von Bauteilen zu schaffen, wurde eine Normbrandkurve entwickelt. Der entsprechende als Einheitstemperaturzeitkurve bezeichnete Brandgastemperatur-Zeitverlauf $\theta_g(t)$ ist in DIN 4102-2 (1977) festgelegt und stimmt mit der international vereinbarten ISO-Temperatur-Zeitkurve überein, vgl. ISO 834-1 (1999). In Abbildung 2.11 ist die Einheitstemperaturzeitkurve dargestellt und in Gleichung (2.5) wird die analytische Formulierung angegeben. Sie stellt die einfachste und meist auch

konservativste Methode dar, um Brandgastemperatur-Zeitverläufe zu beschreiben, da sie eine unendliche Brandlast bei optimaler Ventilation voraussetzt, vgl. COHRS 2016. Zudem überspringt sie die Brandentstehungsphase und beginnt unmittelbar mit dem Flash Over. Sie beschreibt somit ein Vollbrandszenario.

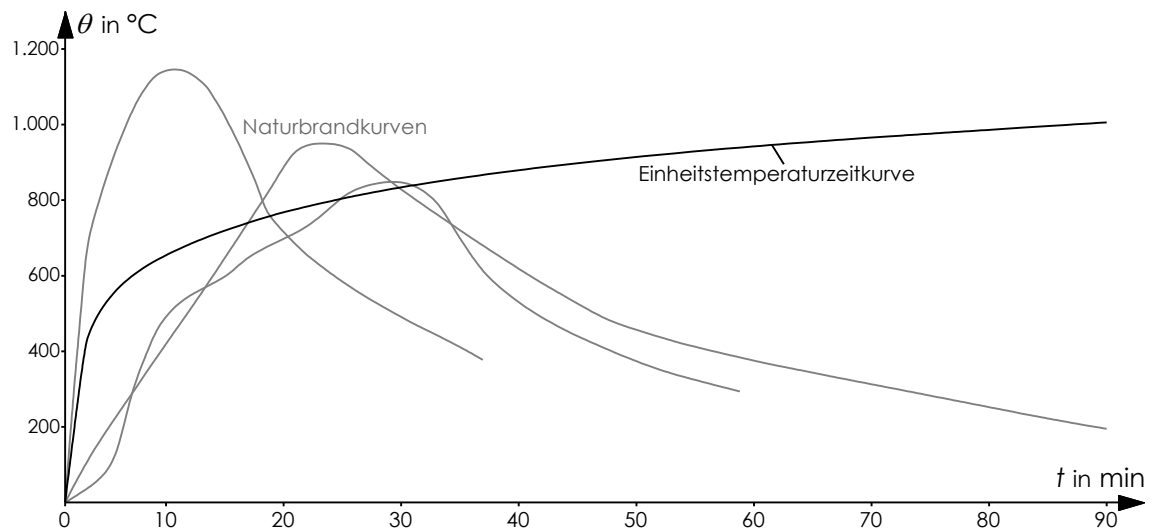


Abbildung 2.11: Temperatur-Zeitverhalten der Einheitstemperaturzeitkurve sowie von Naturbrandkurven aus verschiedenen Untersuchungen nach ZEHFUß 2004

$$\theta_g(t) = 20\text{ °C} + 345\text{ °C} \cdot \log_{10} \left(\frac{8 \cdot t}{[\text{min}]} + 1 \right) \quad (2.5)$$

Im Vergleich zum ISO-Normbrand steigt die Brandgastemperatur bei Naturbränden in den meisten Fällen schneller an, vgl. auch BUCHANAN 2001. In der Literatur existiert eine Reihe von Formulierungen zur Beschreibung des Temperatur-Zeitverlaufs eines Naturbrands. Dieser berücksichtigt die Bedingungen realer Brände wirklichkeitsnäher als der ISO-Normbrand. MAGNUSSON/THELANDERSSON 1970 entwickeln auf Masse- und Energiebilanzen basierende Kurven, mit deren Hilfe in Abhängigkeit von der Brandlastdichte und dem Öffnungsfaktor ein zugehöriger Temperatur-Zeitverlauf im Brandraum konstruiert werden kann. Diese Kurven bilden die Grundlage für die parametrischen Temperatur-Zeitkurven in der DIN EN 1991-1-2 (2010). Sie sind für die brandschutztechnische Bemessung von kleinen und mittleren Räumen bei einem Vollbrand anwendbar. In die Berechnung des Temperatur-Zeitverlaufs gehen neben der Brandlastdichte und dem Öffnungsfaktor die thermischen Eigenschaften der Umfassungsbauteile ein. ZEHFUß 2004 hat den Temperatur-Zeitverlauf des in SCHLEICH 2003 dokumentierten Brands mit den Ergebnissen der parametrischen Formulierung der DIN EN 1991-1-2 (2003) gegenübergestellt und kommt zu dem Ergebnis, dass sich mit den parametrischen Temperatur-Zeitkurven der zeitliche Verlauf eines Naturbrands nicht realistisch abbilden lässt. Er zeigt, dass der Verlauf der parametrischen Temperatur-Zeitkurve und die Energiefreisetzungsrate keine zeitliche Kongruenz aufweisen.

Zur Erfassung einer realistischen Brandentwicklung eines Naturbrands entwickeln ZEHFUß/HOSSER 2005 Temperatur-Zeitkurven, welche sie als Realbrandkurven bezeichnen. In den Gleichungen werden die Ventilationsverhältnisse, Brandlastdichte, Brandraumgeometrie und thermischen Eigenschaften der Umfassungsbauteile berücksichtigt. Das vereinfachte Naturbrandmodell gilt für Brände in Räumen bis zu 400 m² Grundfläche und bis zu 5 m Höhe mit vertikalen Ventilationsöffnungen von 12,5% bis 50% der Raumgrundfläche und einer Brandlastdichte von 100 MJ/m² bis 1.300 MJ/m². Für größere oder höhere Räume liegen die ermittelten thermischen Einwirkungen zunehmend auf der sicheren Seite.

Bei Vollbrandszenarien, die der Einheitstemperaturzeitkurve und der parametrischen Temperatur-Zeitkurve der DIN EN 1991-1-2 (2010) zu Grunde liegen, kann nicht nach Bauteilarten beziehungsweise deren Lage im Brandraum unterschieden werden. Auch die von ZEHFUß/HOSSER 2005 entwickelten Temperatur-Zeitkurven setzen die Temperaturen der Heißgasschicht an. Bei Stützen können im Vergleich zu Unterzügen insbesondere bei großen Raumvolumina oder bei lokalen Bränden die Temperaturen überschätzt werden, da diese nicht vollständig in der Heißgasschicht liegen müssen. Ob sich ein Brand zu einem Vollbrand entwickelt oder ein lokales Brandereignis bleibt, hängt beispielsweise von der vorhandenen Brandlast, dem Brandraumvolumen und den Ventilationsverhältnissen ab.

Erwärmungsverhalten von Baustahl

Bei einem Brand kommt für einen materiell verbundenen Bereich x ein zeitlich und örtlich abhängiges Temperaturfeld $\theta(x,t)$ zustande. Über Wechselwirkungen der Stoffteilchen wird thermische Energie vom Punkt höherer Temperatur zum Punkt niedrigerer Temperatur übertragen. Mit fortschreitender Zeit t nähern sich die Temperaturen beider Punkte solange an, bis sich eine gemeinsame Temperatur einstellt, vgl. SHABAZFAR 2016. Für einen bekannten Temperatur-Zeitverlauf kann das Erwärmungsverhalten von Baustahlproben mit der FOURIER-Differentialgleichung für die instationäre Wärmeleitung in festen Stoffen gemäß Gleichung (2.6) beschrieben werden. Die Differentialgleichung basiert auf dem ersten Hauptsatz der Thermodynamik, nach dem die Summe der Energien in einem abgeschlossenen thermodynamischen System erhalten bleibt, vgl. BAEHR/STEFAN 2016.

$$\rho \cdot c(\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial t} = \operatorname{div}[\lambda(\theta) \cdot \operatorname{grad}(\theta_m)] + \dot{W}(\theta, x, t) \quad (2.6)$$

In der Gleichung wird ein werkstoff- und temperaturabhängiger Proportionalitätskoeffizient mit der Bezeichnung Wärmeleitwert $\lambda(\theta)$ berücksichtigt. Die spezifische Wärmekapazität $c(\theta)$ bezeichnet die Wärmeenergie, die zur Erwärmung eines Kilogramms des betrachteten Werkstoffs um ein Kelvin benötigt wird. Mit ρ wird die Rohdichte des

Werkstoffs gekennzeichnet. Die im Inneren eines Festkörpers ablaufenden dissipativen und irreversiblen Energieumwandlungen setzen thermische Energie frei. Sie wirken wie innere Wärmequellen. Die Leistungsdichte \dot{W} beschreibt die volumenbezogene Leistung der im Inneren des Bereichs auftretenden dissipativen Energieumwandlungen.

Die Wärmeübertragung vom Brandraum zur Stahlprobenoberfläche infolge Wärmekonvektion und Wärmestrahlung ist nahezu voneinander unabhängig. Deshalb kann der flächenbezogene Netto-Wärmestrom \dot{h}_{net} als die Summe der Ströme infolge Konvektion $\dot{h}_{\text{net,c}}$ und Strahlung $\dot{h}_{\text{net,r}}$ formuliert werden, vgl. FRANGI 2001. Der Temperaturgradient an der Bauteiloberfläche $\text{grad}(\theta_m)$ als Folge der Wärmeübertragung durch Konvektion und Strahlung kann mit Gleichung (2.7) beschrieben werden. Diese ist eine Randbedingung bei der Lösung der FOURIER-Differentialgleichung. Bei der Wärmekonvektion wird Energie von einem Ort höherer Temperatur zu einem Ort niedrigerer Temperatur transportiert. Der Energietransport ist mit einem Materietransport verbunden. Bei der Wärmestrahlung wird Wärme durch elektromagnetische Wellen übertragen. Trifft Wärmestrahlung auf einen Körper, so wird sie teilweise emittiert und teilweise vom Körper absorbiert.

$$\dot{h}_{\text{net}} = \dot{h}_{\text{net,c}} + \dot{h}_{\text{net,r}} = -\lambda(\theta) \cdot \text{grad}(\theta_m) \quad (2.7)$$

Der Wärmestrom infolge Konvektion kann mit dem NEWTON'SCHEN Gesetz und der Wärmestrom infolge Strahlung mit dem STEFAN-BOLTZMANN Gesetz formuliert werden, vgl. Gleichungen (2.8) und (2.9). Der Wärmeübergangskoeffizient α_c für Konvektion wird zum Beispiel von HASS/MEYER-OTTENS/RICHTER 1994 mit 25 W/(m²K) für die brandzugewandte Probenoberfläche und mit 9 W/(m²K) für die brandabgewandte Seite angegeben. In der DIN EN 1991-1-2 (2010) werden ebenfalls 25 W/(m²K) beziehungsweise 4 W/(m²K) empfohlen. Für die Emissivität der Probenoberfläche ε_m und des Feuers ε_f werden in der Literatur verschiedene Werte aufgeführt. Sie sind unter anderem abhängig von der Art des Brennstoffs, der Brandraumgeometrie, der Luftmenge sowie von der Luftbewegung. In den werkstoffunabhängigen Angaben der DIN EN 1991-1-2 (2010) wird $\varepsilon_m = 0,8$ und $\varepsilon_f = 1,0$ gesetzt. In der DIN EN 1993-1-2 (2010) wird dahingegen $\varepsilon_f = 0,7$ für Probekörper aus Karbonstahl empfohlen. In der Gleichung zum Wärmestrom infolge Strahlung wird der Konfigurationsfaktor Φ im Regelfall mit 1,0 berücksichtigt. Wenn Abschattungseffekte den Wärmestrom infolge Strahlung reduzieren, kann ein Wert kleiner als 1,0 verwendet werden. Die Strahlungstemperatur θ_r wird im Allgemeinen mit der Brandgastemperatur θ_g gleichgesetzt.

$$\dot{h}_{\text{net,c}} = \alpha_c \cdot (\theta_g - \theta_m) \quad (2.8)$$

$$\dot{h}_{\text{net,r}} = \Phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot [(\theta_r + 273 \text{ K})^4 - (\theta_m + 273 \text{ K})^4] \quad (2.9)$$

Die Lösung der FOURIER-Differentialgleichung für die instationäre Wärmeleitung erfolgt in den meisten Fällen mit Hilfe numerischer Verfahren, zum Beispiel der Methode der finiten Differenzen oder der Methode der finiten Elemente. MELINEK/THOMAS 1987 und WICKSTRÖM 1985 haben vereinfachte Verfahren zur Berechnung der Stahltemperaturen θ_a veröffentlicht, welche in die DIN EN 1993-1-2 (2010) eingegangen sind, vgl. Gleichung (2.10) für ungeschützte und Gleichung (2.11) für geschützte innenliegende Konstruktionen. Die vereinfachten Verfahren gehen von gleichmäßigen thermischen Verhältnissen sowohl über die Bauteillängsachse als auch über die Querschnittsfläche aus. In die Gleichungen zur intervallweisen Berechnung der Stahltemperatur gehen – neben dem Netto-Wärmestrom und der Brandgastemperatur – geometrische Größen des Stahlquerschnitts (A_m und V), der Abschattungsfaktor k_{sh} sowie thermische Eigenschaften des Baustahls wie die Dichte ρ_a und die spezifische Wärmekapazität c_a ein. Die Temperaturberechnung geschützter Konstruktionen setzt außerdem Kenntnisse über die Dichte ρ_p , die Wärmeleitfähigkeit λ_p und die spezifische Wärmekapazität c_p des Brandschutzsystems voraus.

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \cdot \frac{A_m}{V} \cdot \frac{1}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \dot{h}_{net} \cdot \Delta t \quad (2.10)$$

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p}{d_p} \cdot \frac{A_p}{V} \cdot \frac{1}{c_a \cdot \rho_a} \cdot \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{\left(1 + \frac{\Phi}{3}\right)} \cdot \Delta t - [\exp(\Phi/10) - 1] \cdot \theta_{g,t} \quad (2.11)$$

$$\Phi = \frac{c_p \cdot \rho_p}{c_a \cdot \rho_a} \cdot d_p \cdot \frac{A_p}{V} \quad (2.12)$$

2.5 Freie thermische Dehnung von Baustahl

In Abbildung 2.12 sind für das Dehnungs-Temperaturverhalten von normalfestem Baustahl verschiedene analytische Formulierungen aus der Literatur sowie Versuchsergebnisse von RUBERT 1984, SCHNEIDER 2011 und OUTINEN/KAITILA/MÄKELÄINEN 2000 dargestellt. Abgesehen von dem Vorschlag von KLINGSCH 1976, der das mittlere Ausdehnungsverhalten von Stahl und Beton beschreibt, stimmen alle Formulierungen bis 600 °C sehr gut überein. Die Versuchsergebnisse von RUBERT 1984 zeigen, dass der Dehnungszuwachs oberhalb von 700 °C deutlich abnimmt und ab 800 °C die Gesamtdehnungen wieder kleiner werden. Ab etwa 900 °C bis hin zu 1000 °C wachsen die Dehnungen dann wieder an. Die Steigung ist in etwa so groß wie im Bereich unterhalb von 600 °C. Der abnehmende Dehnungszuwachs im Bereich zwischen 700 °C und 900 °C kann durch die Umwandlung der Metallgitterstruktur von α -Eisen zu γ -Eisen erklärt werden. Das γ -Eisen weist eine größere atomare Packungsdichte auf, so dass bei einem geringeren spezifischen Volumen während der Umwandlung eine mehr oder

weniger ausgeprägte Verkürzung auftritt. Bei reinem Eisen findet die Umwandlung der Metallgitterstruktur bei circa 900 °C statt. Dahingegen wird bei Stahl die Umwandlungstemperatur durch Legierungselemente beeinflusst: Aluminium, Silizium und Wolfram erhöhen die Umwandlungstemperatur. Nickel, Mangan und Kohlenstoff führen zu einer Verringerung. Unter den ausgewählten Formulierungen des Dehnungs-Temperaturverhaltens wird das Dehnungsverhalten während der Umwandlungsphase nur durch den von KORDINA/KLINGSCH 1983 veröffentlichten Vorschlag beschrieben. Die analytische Formulierung ist in die DIN EN 1993-1-2 (2010) eingegangen und hier in den Gleichungen (2.13) dargestellt.

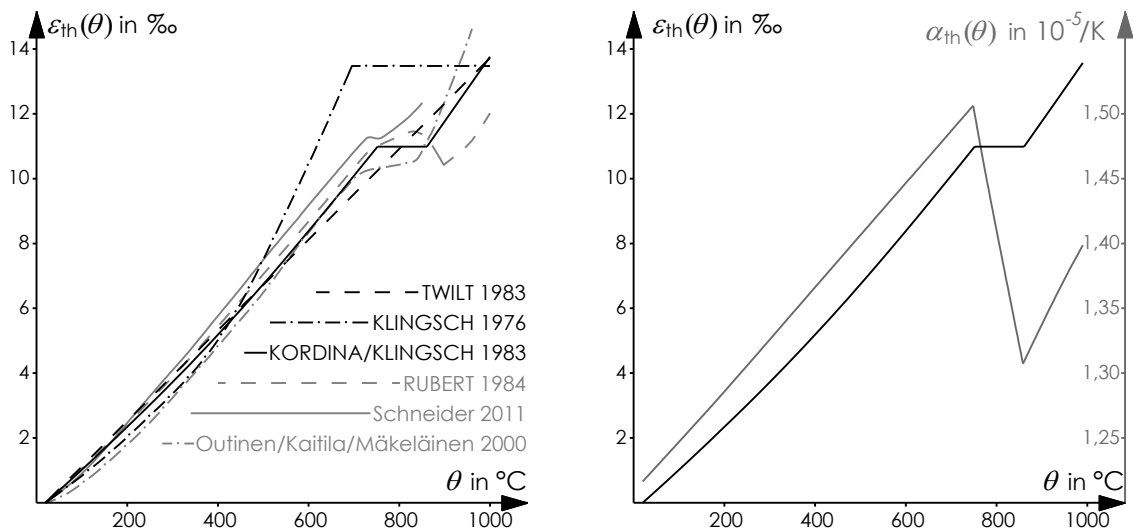


Abbildung 2.12: Gegenüberstellung verschiedener Dehnungs-Temperaturkurven (links) und Darstellung der Dehnungs-Temperaturbeziehung nach KORDINA/KLINGSCH 1983 sowie Koeffizient der thermischen Dehnung bzw. Sekantensteigung α_{th} (rechts)

$$\varepsilon_{th}(\theta_a) = 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta_a^2 - 2,416 \cdot 10^{-4} \quad (2.13 \text{ a})$$

$$\text{für } 20 \text{ °C} \leq \theta_a < 750 \text{ °C}$$

$$\varepsilon_{th}(\theta_a) = 1,1 \cdot 10^{-2} \quad \text{für } 750 \text{ °C} \leq \theta_a \leq 860 \text{ °C} \quad (2.13 \text{ b})$$

$$\varepsilon_{th}(\theta_a) = 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta_a - 6,2 \cdot 10^{-3} \quad \text{für } 860 \text{ °C} < \theta_a \leq 1200 \text{ °C} \quad (2.13 \text{ c})$$

$$\alpha_{th} = \frac{\varepsilon_{th}(\theta_a)}{\theta_a - 20 \text{ °C}} \quad (2.13 \text{ d})$$

2.6 Zusammenfassung und Folgerungen

- Mit steigender Temperatur verringern sich die Steifigkeit sowie die Festigkeit von Baustahl. Die Spannungs-Dehnungsbeziehung nimmt für erhöhte Temperaturen einen linear elastischen, nichtlinear plastischen Verlauf an.
- Bei Stahltemperaturen oberhalb von 400 °C gewinnt das Hochtemperaturkriechen an Bedeutung und kann nicht mehr vernachlässigt werden. Der Kriechdehnungsanteil kann in den Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Baustahl explizit oder implizit erfasst werden.
- TWILT 1991 empfiehlt als europäische Lösung die Beschreibung des Werkstoffverhaltens bei erhöhten Temperaturen mit den mathematischen Formulierungen von RUBERT/SCHAUMANN 1985 bei Verwendung der Abminderungsfaktoren $k_{y,\theta}$, $k_{p,\theta}$ und $k_{E,\theta}$ gemäß den Daten von KIRBY/PRESTON 1988. Kriechdehnungen sind in den Werkstoffgesetzen implizit für Aufheizgeschwindigkeiten von 10 K/min berücksichtigt. Die vorgeschlagene Lösung ist einheitlich für die Stahlsorten S235, S275, S355 und S460 in den derzeitigen Normenstand der DIN EN 1993-1-2 (2010) eingegangen.
- Die Werkstoffgesetze der DIN EN 1993-1-2 (2010) sind für hochfeste Feinkornbaustähle der Sorte S460 nicht experimentell abgesichert. Zudem werden der Einflüsse der chemischen Zusammensetzung und des Herstellungsprozesses nicht berücksichtigt. Mit Hilfe einer Versuchsreihe an Probekörpern von thermomechanisch gewalzten Feinkornbaustählen S460M und normalisiert gewalzten S460N wurden von SCHNEIDER/LANGE 2011 Kriechgesetze erarbeitet, die eine explizite Formulierung der Kriecheffekte ermöglichen. Für definierte Aufheizprozesse, können Spannungs-Dehnungsbeziehungen abgeleitet werden, welche die Kriecheffekte implizit berücksichtigen.
- Mechanische Werkstoffgesetze bei erhöhten Temperaturen sind vor allem von der Stahltemperatur während eines Brands aber auch von der Aufheizgeschwindigkeit abhängig, welche die Kriechdehnungen beeinflusst. Somit hat der zeitliche Verlauf eines Brandszenarios einen direkten Einfluss auf das Werkstoffverhalten von Baustahl bei erhöhten Temperaturen.
- Mit dem Ziel, einheitliche Prüf- und Berechnungsgrundlagen für das Tragverhalten von Bauteilen zu schaffen, wurde eine Normbrandkurve entwickelt. Der entsprechende als Einheitstemperaturzeitkurve bezeichnete Brandgastemperatur-Zeitverlauf ist in DIN 4102-2 (1977) festgelegt. In der Literatur existiert auch eine Reihe von Formulierungen zur Beschreibung des Temperatur-Zeitverlaufs eines Naturbrands. Dieser berücksichtigt die Bedingungen realer Brände wirklichkeitsnäher als der Normbrand.

- Bei Vollbrandszenarien, die der Einheitstemperaturzeitkurve zu Grunde liegen, kann nicht nach Bauteilarten beziehungsweise dessen Lage im Brandraum unterschieden werden. Bei Stützen können im Vergleich zu Unterzügen insbesondere bei großen Raumvolumina oder bei lokalen Bränden die Temperaturen überschätzt werden.
- Für einen bekannten Temperatur-Zeitverlauf kann das Erwärmungsverhalten von Baustahlproben mit der FOURIER-Differentialgleichung für die instationäre Wärmeleitung in festen Stoffen beschrieben werden. Die Lösung der FOURIER-Differentialgleichung für die instationäre Wärmeleitung erfolgt in den meisten Fällen mit Hilfe numerischer Verfahren. MELINEK/THOMAS 1987 und WICKSTRÖM 1885 haben vereinfachte Verfahren zur Berechnung der Temperaturen veröffentlicht, welche in die DIN EN 1993-1-2 (2010) eingegangen sind.
- Das Maß der thermischen Dehnung ist abhängig von der Stahltemperatur. Der Koeffizient der thermischen Dehnung ist nicht konstant. Er steigt bis etwa 750 °C geringfügig an. Bei Temperaturen zwischen 750 °C und 860 °C tritt die Umwandlung der Metallgitterstruktur von α -Eisen zu γ -Eisen ein. Thermische Dehnungen sind in diesem Bereich näherungsweise konstant.

Tragverhalten doppelsymmetrischer H-Querschnitte

3.1 Zielsetzung und Überblick

Unvermeidbare Abweichungen von einer idealen Konstruktion beeinflussen das Tragverhalten von Stützen. Solche Abweichungen lassen sich in äußere (konstruktionsbedingte, geometrische) und innere (werkstoffbedingte, strukturelle) Imperfektionen einteilen, vgl. PETERSEN 1982. Bei Stützen mit einer geometrischen Imperfektion in Form einer Stabexzentrizität resultiert aus der Normalkraftbeanspruchung an jeder Stützenstelle ein Biegemoment sowie eine zugeordnete Krümmung der Stabachse. In diesem Kapitel wird für Normaltemperatur und für erhöhte Temperaturen die Interaktion beider Schnittgrößen auf der Querschnittsebene diskutiert.

Mit Hilfe von Momenten-Krümmungsbeziehungen wird im Weiteren der Einfluss des nichtlinearen Werkstoffverhaltens bei erhöhten Temperaturen auf das Tragverhalten von doppelsymmetrischen H-Querschnitten beschrieben. Zudem werden die Einflüsse von Eigenspannungen, welche aus dem Herstellungsprozess resultieren, untersucht.

In diesem Zusammenhang wird der Stand der Forschung zur Entstehung und zur Verteilung von Walzeigenspannungen über den Querschnitt sowie zu verschiedenen analytischen Formulierungen dargestellt. Darauf aufbauend werden Momenten-Krümmungsbeziehungen mit und ohne Berücksichtigung der Walzeigenspannungen für einen repräsentativen Stützenquerschnitt (HEB 200) gegenübergestellt. Die verwendeten Eigenspannungsverteilungen gelten für doppelsymmetrische H-Querschnitte mit einem Höhe-Breitenverhältnis $h/b \leq 1,2$. Die Erkenntnisse aus den Momenten-Krümmungsverläufen für den Querschnitt HEB 200 können auf alle Querschnitte der HEA- und HEB-Reihe mit maximal 360 mm Nennhöhe beziehungsweise der HEM-Reihe mit maximal 320 mm Nennhöhe übertragen werden. Diese weisen alle ein Höhe-Breitenverhältnis $h/b \leq 1,2$ auf. Die Ergebnisse werden zunächst für Normaltemperatur und anschließend für erhöhte Temperaturen dargestellt. Bei erhöhten Temperaturen berücksichtigen die Momenten-Krümmungsbeziehungen Werkstoffgesetze von RUBERT/SCHAUMANN 1985 und Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988. Für hochfeste Feinkornbaustähle werden die Werkstoffgesetze nach SCHNEIDER/LANGE 2011 verwendet.

Im anschließenden Abschnitt werden Momenten-Krümmungsbeziehungen entwickelt, die den Einfluss einer Werkstoffverfestigung auf der Querschnittsebene für Temperaturen bis 400 °C zeigen. Hierbei wird der Verfestigungsansatz für Dehnungen größer als 2% verwendet, der auf die stationären Versuchsdaten von SCHLEICH ET AL. 1991 zurückgeht, vgl. Abbildung 2.6 und Gleichungen (2.4).

Bei sämtlichen Berechnungen im Rahmen dieses Kapitels werden über den Querschnitt konstante Temperaturverteilungen vorausgesetzt. KNOBLOCH 2007 zeigt beispielsweise für einen doppelsymmetrischen H-Querschnitt mit einem Flansch-Stegdickenverhältnis von 1,7, dass sich für einen Normbrand nach der Einheitstemperaturzeitkurve bei Branddauern zwischen 15 min und 120 min für jeden Zeitschritt eine annähernd konstante Temperaturverteilung über den Querschnitt einstellt. Querschnitte der HEA-, HEB- und HEM-Reihe weisen ein Flansch-Stegdickenverhältnis zwischen 1,6 und 2,0 auf, so dass die Hypothese einer konstanten Temperaturverteilung für die Querschnitte dieser Profilreihen als abgesichert gelten kann.

3.2 Querschnittstragfähigkeit bei Normaltemperatur

Druckbeanspruchte Bauteile mit einer geometrischen Imperfektion werden bei einer geometrisch nichtlinearen Betrachtung durch Drucknormalkräfte und Biegemomente beansprucht. Beim elasto-plastischen Verfahren unterstellt die Fließgelenkhypothese eine Vollplastizierung des Querschnitts an der am höchsten beanspruchten Stützenstelle. Im Fließgelenk konzentrieren sich dann sämtliche plastischen Rotationen. Außerhalb des Fließgelenks wird der Stab als vollelastisch angenommen. Als plastisches Tragmoment M_{pl} wird dasjenige Moment definiert, das ein Querschnitt bei Vollplastizierung gerade noch aufnehmen kann. Es kennzeichnet die Querschnittstragfähigkeit bei reiner Momentenbeanspruchung. Durch eine zusätzliche Normalkraftbeanspruchung verkleinert sich das plastische Tragmoment zu $M_{N,pl}$. BAPTISTA/MUZEAU 2008 zeigen die exakte Lösung für die Interaktion von Normalkraft und Biegemoment um die starke sowie die schwache Achse. Schnittgrößenpaare, die auf der Interaktionskurve liegen, beschreiben die plastische Querschnittstragfähigkeit doppelsymmetrischer H-Querschnitte. In der DIN EN 1993-1-1 (2010) werden vereinfachte Interaktionsformeln aufgeführt, die insbesondere für Biegung um die schwache Achse sehr gut mit den exakten Ergebnissen von BAPTISTA/MUZEAU 2008 übereinstimmen. In den Gleichungen (3.1) und (3.2) ist die Formulierung der DIN EN 1993-1-1 (2010) angegeben und in Abbildung 3.1 die Momenten-Normalkraft-Interaktion dargestellt. Die Momenten-Normalkraft-Interaktion ist abhängig vom Stegflächenverhältnis a nach Gleichung 3.4. Innerhalb einer Profilauswahl, die alle HEA-, HEB- und HEM-Querschnitte umfasst, welche ein Höhe-Breitenverhältnis $h/b \leq 1,2$ aufweisen, kann das Stegflächenverhältnis zwischen 0,202 (HEM 300) und 0,266 (HEA 360) eingegrenzt werden. Die Abbildung 3.1 zeigt Unterschiede in der Momenten-Normalkraftinteraktion für beide Grenzwerte.

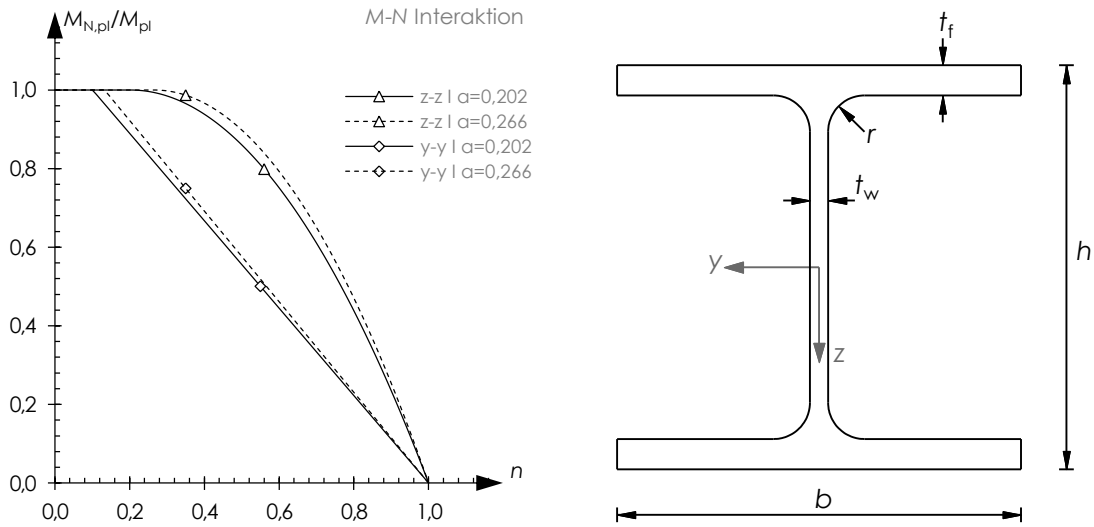


Abbildung 3.1: Momenten-Normalkraftinteraktion für die Querschnitte HEM 300 mit $a = 0,202$ und HEA 360 mit $a = 0,266$ (links); Doppelsymmetrischer H-Querschnitt mit Beschriftung (rechts)

$$M_{N,pl,y} = M_{pl,y} \cdot \frac{1-n}{1-0,5 \cdot a} \leq M_{pl,y} \quad (3.1)$$

$$M_{N,pl,z} = M_{pl,z} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{für } n > a \quad (3.2 \text{ a})$$

$$M_{N,pl,z} = M_{pl,z} \quad \text{für } n \leq a \quad (3.2 \text{ b})$$

mit

$$n = \frac{N}{A \cdot f_{y,\theta}} \quad (3.3)$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} \leq 0,5 \quad (3.4)$$

Momenten-Krümmungsbeziehungen auf der Querschnittsebene

Für eine gegebene Krümmung χ und eine äußere Normalkraft N kann der innere Biege widerstand $M_{N,R}$ mit Hilfe der Hypothese des Ebenbleibens der Querschnitte von BERNOULLI-NAVIER iterativ berechnet werden. Dazu wird die mechanische Dehnung ε_{me} über den Querschnitt als Summe von den drei mechanischen Dehnungsanteilen ε_N , ε_χ und ε_Δ gebildet. Als mechanische Dehnungsanteile werden diejenigen Anteile bezeichnet, aus denen Spannungen im Querschnitt resultieren.

$$\varepsilon_{me} = \varepsilon_N + \varepsilon_\chi + \varepsilon_\Delta \quad (3.5)$$

Hierbei beschreibt der Anteil ε_N eine gleichmäßig über den Querschnitt verteilte Dehnung infolge der äußeren Normalkraft N . Sie kann mit Hilfe des Werkstoffgesetzes als Funktion der Spannung aus der Normalkrafteinwirkung bestimmt werden:

$$\varepsilon_N = \varepsilon(\sigma_N) \quad (3.6)$$

mit

$$\sigma_N = \frac{N}{A} \quad (3.7)$$

Der Anteil ε_χ stellt eine linear verteilte Dehnung dar, die durch die Krümmung χ hervorgerufen wird:

$$\varepsilon_\chi(y, z) = \chi_y \cdot z + \chi_z \cdot y \quad (3.8)$$

Der dritte Anteil ε_Δ ist ebenfalls eine gleichmäßig über den Querschnitt verteilte Dehnung, die bei linear elastischem, ideal plastischem Werkstoffverhalten das axiale Gleichgewicht herstellt: Wenn beispielsweise die Biegedruckspannungen die Streckgrenze erreichen, können die Biegezugspannungen weiterhin der Entlastungsgeraden folgen, da die äußere Normalkraft N die Nullstelle der Spannungsfunktion aus der Schwerlinie verschiebt. Damit für eine gegebene Krümmung χ die Resultierenden aus den Biegedruck- und Biegezugspannungen im Gleichgewicht stehen, ist unter Voraussetzung einer geradlinigen Verzerrung (Bernoulli-Hypothese) eine über den Querschnitt konstante Dehnung ε_Δ erforderlich.

Für die mechanische Dehnungsverteilung ε_{me} lassen sich mit dem Werkstoffgesetz die Spannungen σ über den Stützenquerschnitt bestimmen. Die Integration der Spannungen σ über den Stützenquerschnitt ergibt die innere axiale Widerstandskraft N_{Re} die mit der äußeren Normalkraft N im Gleichgewicht stehen muss:

$$N_{Re} = \int \sigma(\varepsilon_{me}) \cdot dA = N \quad (3.9)$$

Durch Iteration wird der Dehnungsanteil ε_Δ so gewählt, dass das Gleichgewicht nach Gleichung (3.9) hergestellt wird. Im nächsten Schritt lässt sich der innere Biegewiderstand mit den Gleichungen (3.10 a+b) als Funktion der äußeren Normalkraft und der Krümmung berechnen.

$$M_{N,y,R} = \int z \cdot \sigma(\varepsilon_{me}) \cdot dA \quad (3.10 \text{ a})$$

$$M_{N,z,R} = \int y \cdot \sigma(\varepsilon_{me}) \cdot dA \quad (3.10 \text{ b})$$

Wenn dieser Vorgang für mehrere Krümmungen wiederholt wird, kann die Momenten-Krümmungsbeziehung für einen Querschnitt bei gegebener äußerer Normalkraft konstruiert werden. Sobald in der Randfaser die Streckgrenze erreicht wird, verlässt die Momenten-Krümmungsbeziehung die linear elastische Gerade. Der Kurvenverlauf ist im plastischen Bereich nichtlinear. Das heißt die inneren Biege widerstände wachsen nicht proportional mit der Krümmung, vgl. Abbildung 3.2. Es zeigt sich zudem, dass das plastische Tragmoment $M_{N,pl}$ erst bei sehr großen Krümmungen erreicht wird.

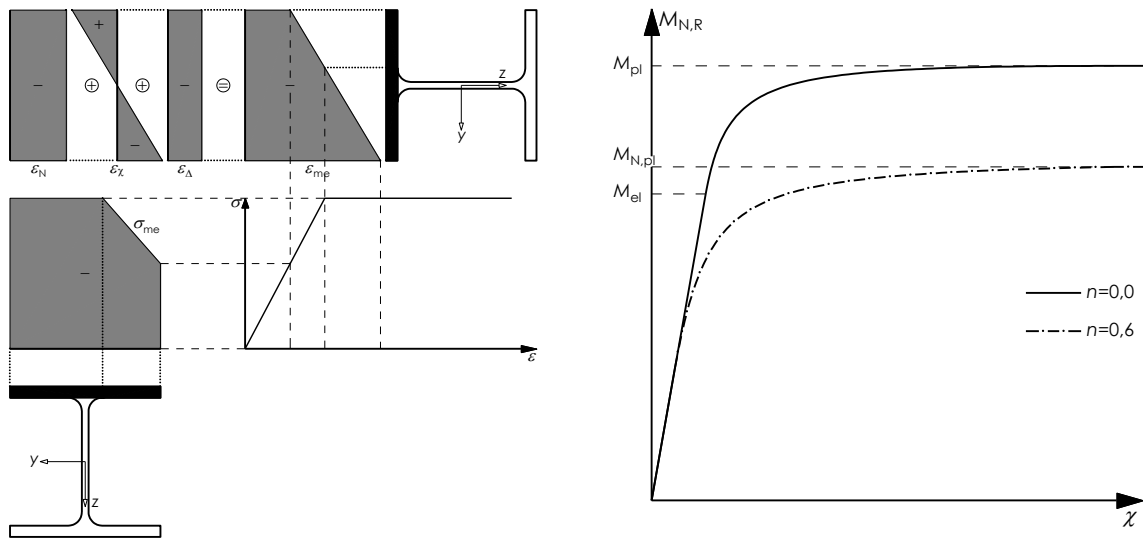


Abbildung 3.2: Schema zur Berechnung der Spannungsverteilung mit linear elastischem, ideal plastischem Werkstoffgesetz (links); qualitative Momenten-Krümmungsbeziehung (rechts)

In der Momenten-Krümmungsbeziehung ohne äußere Normalkraft ($N = 0$) kann der von der Querschnittsgeometrie abhängige Formfaktor α_{pl} als Quotient aus dem plastischen Tragmoment M_{pl} und dem elastischen Tragmoment M_{el} abgelesen werden.

$$\alpha_{pl} = \frac{M_{pl}}{M_{el}} \quad (3.11)$$

Bei der Berechnung des Biege widerstands können Dehnungsanteile aus Eigenspannungen in der Überlagerung der Dehnungsanteile integriert werden. Für die Spannungs-zu-ordnung können auch nichtlineare Werkstoffgesetze verwendet werden. Das beschriebene Verfahren zur Konstruktion von Momenten-Krümmungsbeziehungen lässt sich somit auch für nichtlineare Werkstoffgesetze bei erhöhten Temperaturen unter Berücksichtigung von Eigenspannungen anwenden.

3.2.1 Eigenspannungseinflüsse bei Normaltemperatur

Bei gewalzten und geschweißten Querschnitten entstehen Eigenspannungen während des Herstellungsprozesses, vgl. PETERSEN 1982. Beim Walzvorgang oder auch beim

Schweißvorgang wird ein Profil zunächst einer großen Hitze ausgesetzt. Anschließend kommt es zu inneren Zwängungen, da die einzelnen Querschnittsteile unterschiedlich schnell abkühlen. Beispielsweise kühlen bei gewalzten H-Querschnitten der dünne Steg und die Flanschenden schneller als die noch warmen Flanschzentren ab. Diese werden warm gestaucht. Bei fortlaufender Abkühlung verkürzen sich die Flanschzentren gegen die vorher erkaltete Umgebung, welche dabei eine Kaltstauchung erfährt. Aus diesem Vorgang resultieren Druckeigenspannungen in den Flanschenden und im Steg sowie Zugeigenspannungen in den Flanschzentren. Dieser innere Spannungszustand beeinflusst die Tragfähigkeit von Stützen aus Baustahl bedeutend, vgl. LINDNER 1974.

Die experimentelle Bestimmung von Eigenspannungen ist aufwendig. Es können zerstörende sowie zerstörungsfreie Messungen des Eigenspannungszustands durchgeführt werden. Zu den zerstörenden Messungen gehören beispielsweise das Zerlege- und das Bohrlochverfahren, bei denen Dehnungen durch die Verformungsänderung nach einem Schnitt im Bauteil gemessen werden. Der vorherige Eigenspannungszustand wird dann aus den gemessenen Dehnungen zurückgerechnet. Zu den zerstörungsfreien Methoden gehören neben RÖNTGEN- und Ultraschallverfahren, welche auf die Messung oberflächlicher Spannungen begrenzt sind, die magnetischen Verfahren, wie zum Beispiel die BARKHAUSEN-Rauschanalyse. Bei diesem Verfahren wird die Korrelation der Intensität des BARKHAUSEN-Rauschens, als Bestandteil eines Magnetisierungsvorgangs, mit den mechanischen Spannungen benutzt, vgl. KWUN 1985. ACKERMANN 2008 leitet das Verfahren zur Messung von Eigenspannungen her und validiert es durch Versuche.

Die Verteilung von Walzeigenspannungen über den Querschnitt von symmetrischen H-Querschnitten kann nach SCHULZ 1968 in Abhängigkeit geometrischer Verhältniswerte beschrieben werden. SCHULZ 1968 gibt experimentell ermittelte Eigenspannungsverteilungen an fünf verschiedenen Querschnittstypen aus Baustahl der Festigkeitsklasse S235 an, vgl. Abbildung 3.3.

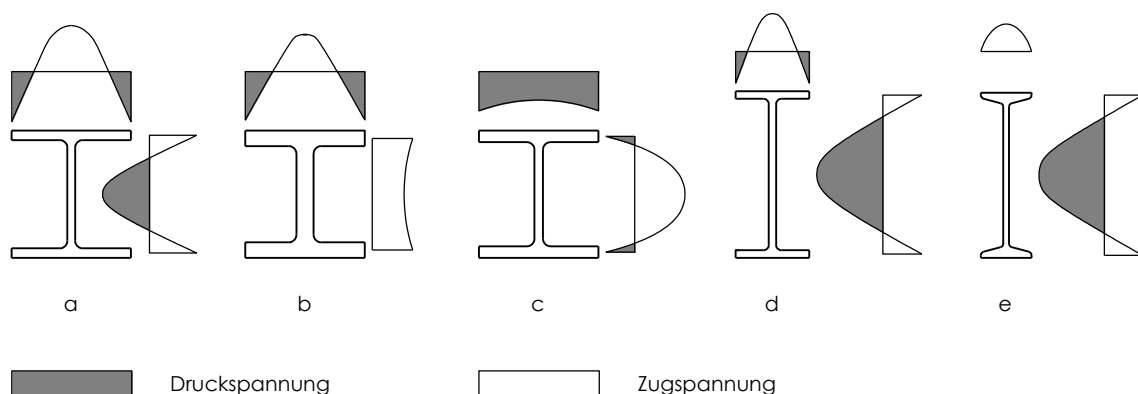


Abbildung 3.3: Eigenspannungsverteilungen an Querschnitten der Festigkeitsklasse S235 nach SCHULZ 1968

Die Zuordnung der Querschnittsgeometrie zu den fünf Eigenspannungsverteilungen hängt im Wesentlichen davon ab, ob sich im Übergangsbereich von den Flanschenden zu den Flanschzentren und/oder zwischen den Flanschzentren und der Stegmitte ein Temperaturgefälle ausbildet. Die Eigenspannungsverteilung a kommt beispielsweise bei Breitflanschprofilen mit einem Höhen-Breitenverhältnis von circa 1,0 vor. Das Abkühlverhalten ist gekennzeichnet von einer in etwa gleich schnellen Abkühlung der Flanschenden sowie der Stegmitte und einer späteren Abkühlung der Flanschzentren. Die Druckspannungen an den Flanschenden sind in etwa gleich groß mit den Druckspannungen in der Stegmitte. Für Walzprofile mit einem Höhen-Breitenverhältnis $h/b > 1,5$ (z.B. IPE-Reihe) ist eine Eigenspannungsverteilung nach Typ d zu erwarten. Der vergleichsweise dünne Steg kühlt schneller ab als die Flanschenden. Dies führt zu einem größeren Temperaturgefälle von den Flanschzentren zur Stegmitte als zwischen den Flanschenden und den Flanschzentren. Aus diesem Verhalten resultieren deutlich größere Druckspannungen in der Stegmitte gegenüber den Flanschenden. Wenn der komplette Flansch als letzter Querschnittsteil abkühlt, erhält dieser sogar ausschließlich Zugspannungen. Eine solche Eigenspannungsverteilung gemäß Typ e tritt bei schlanken Profilen mit sehr kurzen und dicken Flanschen auf. Eine Eigenspannungsverteilung nach dem Typ b ergibt sich bei massigen Querschnitten mit einem Höhen-Breitenverhältnis von circa 1,0 bei gleichzeitig sehr dicken Flanschen mit einer Stärke von mindestens 10% der Querschnittshöhe sowie einem dicken Steg. Die Flanschenden kühlen zuerst ab und erhalten ähnlich zum Typ a hohe Druckspannungen. Der dicke Steg und die Flanschzentren kühlen in etwa gleichzeitig als letzter Querschnittsteil ab und erhalten Zugeigenspannungen. Bei der Eigenspannungsverteilung c ist der Steg gegenüber der für den Typ b typischen Querschnittsgeometrie deutlich dünner. Die Flansche kühlen sich vollständig als erster Querschnittsteil ab. Der Temperaturgradient ist im Übergangsbereich von den Flanschzentren zum Steg am größten. Der innere Stegbereich kühlt sich zeitlich verzögert ab, so dass über die ganze Flanschbreite Druckspannungen und im Stegbereich Zugspannungen zu erwarten sind.

Die fünf Eigenspannungsverteilungen, welche SCHULZ 1968 an Walzprofilen beobachtet hat, wurden im Laufe der Zeit auf zwei typische Modellverteilungen reduziert. Sie liegen den Berechnungsverfahren der inzwischen zurückgezogenen DIN 18800 (2008) zu Grunde, vgl. LINDNER ET AL. 1998. Eine Modellverteilung gilt für doppelsymmetrische H-Querschnitte, die ein Höhe-Breitenverhältnis $h/b \leq 1,2$ aufweisen. Die andere Modellverteilung gilt entsprechend für Querschnitte mit einem Verhältniswert $h/b > 1,2$. In ECCS (1984) werden linear verteilte Eigenspannungen anstelle der parabelförmigen Verteilungen vorgeschlagen. Die anzusetzende Größe der Eigenspannungen verhält sich nicht proportional zur Streckgrenze, vgl. PETERSEN 1982. Querschnitte aus Baustahl verschiedener Festigkeitsklassen verfügen über annähernd gleich große Eigenspannungen aufgrund des gleichen Elastizitätsmoduls und des von der Festigkeit unabhängigen Temperatur-Dehnungsverhaltens.

ACKERMANN 2008 bestätigt durch Versuche mit der Methode der BARKHAUSEN-Rauschanalyse, dass sich auch für den Feinkornbaustahl S460 keine nennenswerten Abweichungen bei der Verteilung und dem Maß der Eigenspannungen im Vergleich zu normalfesten Baustählen ergeben. ACKERMANN 2008 entwickelt jeweils eine Modellverteilung mit parabelförmigem Verlauf und eine mit linearem Verlauf. Beide Eigenspannungsverläufe σ_r passen sich gut an die Versuchswerte der Flansche von Profilquerschnitten aus Feinkornbaustahl S460 mit einem Höhen-Breitenverhältnis $h/b \leq 1,2$ an. Die analytischen Formulierungen von ACKERMANN 2008 sind in den Gleichungen (3.12) und (3.13) angegeben. Darin werden die Eigenspannungsverteilungen σ_r für die Mittellinien des Querschnitts in Abhängigkeit der Flanschbreite b , der Querschnittshöhe h und der Flanshdicke t_F formuliert.

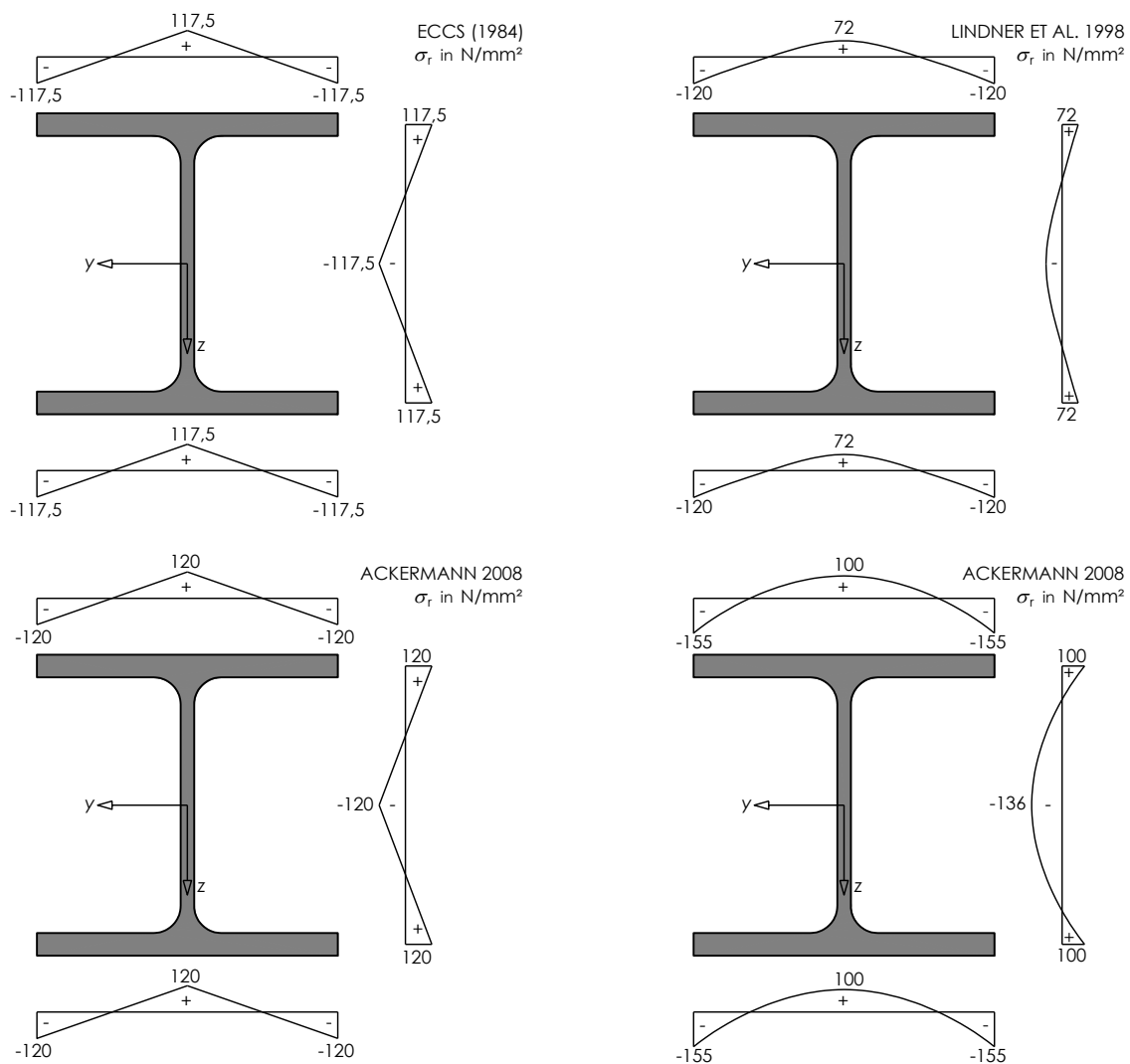


Abbildung 3.4: Eigenspannungsverteilungen nach ECCS (1984) (oben links), LINDNER ET AL. 1998 (oben rechts) sowie ACKERMANN 2008 (unten)

Parabelförmige Eigenspannungsverteilung nach ACKERMANN 2008:

$$\sigma_r(y) = \left[100 - 1.020 \cdot \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right] \cdot \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right] \quad (3.12 \text{ a})$$

$$\sigma_r(z) = \left[-136 + 944 \cdot \left(\frac{z}{h - 2 \cdot t_F} \right)^2 \right] \cdot \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right] \quad (3.12 \text{ b})$$

Lineare Eigenspannungsverteilung nach ACKERMANN 2008:

$$\sigma_r(y) = 480 \cdot \left[\frac{1}{4} - \left| \frac{y}{b} \right| \right] \cdot \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right] \quad (3.13 \text{ a})$$

$$\sigma_r(z) = 480 \cdot \left[\left| \frac{z}{h - 2 \cdot t_F} \right| - \frac{1}{4} \right] \cdot \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right] \quad (3.13 \text{ b})$$

Die lineare Eigenspannungsverteilung nach den Gleichungen (3.12 a+b) stimmt weitestgehend mit den Angaben in ECCS (1984) überein. Bei der parabelförmigen Verteilung nach den Gleichungen (3.13 a+b) herrscht für die einzelnen Querschnittsteile, den Flansch oder den Steg allein, kein axiales Gleichgewicht. Die Integration der Eigenspannungen ergibt in den Flanschen eine Zugkraft und im Steg eine Druckkraft. Für den Gesamtquerschnitt wird der Eigenspannungszustand erreicht, wenn bei einem Höhen-Breitenverhältnis von 1,0 die Flansche in etwa doppelt so stark sind wie der Steg. Für Querschnitte mit einem abweichenden Verhältnis von Flanschstärke zur Stegstärke, müsste die parabelförmige Modellverteilung nach ACKERMANN 2008 verändert werden, damit der Querschnitt nicht durch axiale Vorspannkkräfte beansprucht wird.

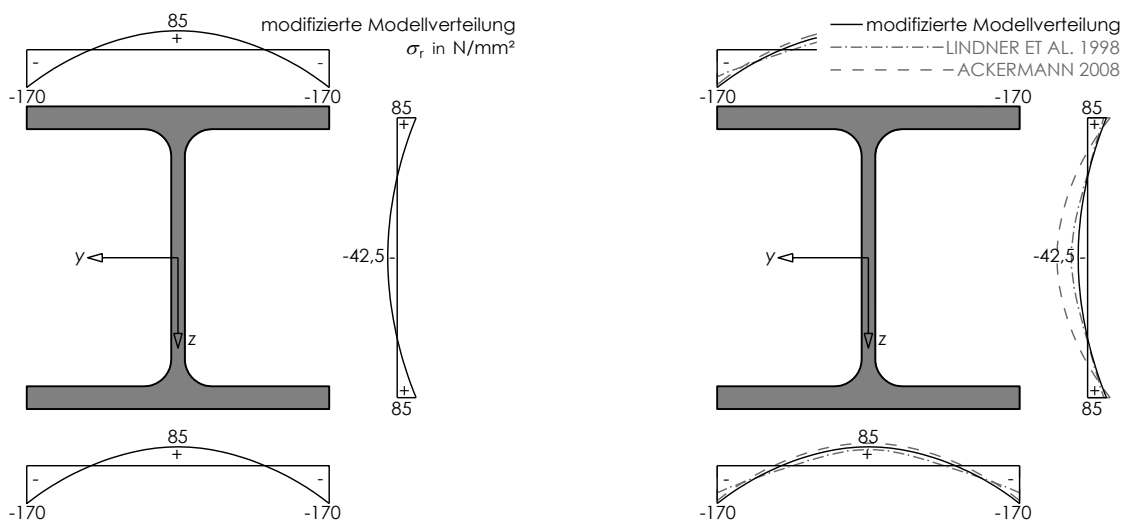


Abbildung 3.5: Modifizierte Modellverteilungen für Walzeigenspannungen (links) und Vergleich mit ACKERMANN 2008 sowie LINDNER ET AL. 1998 in N/mm² (rechts)

Um eine Eigenspannungsverteilung zu beschreiben, die für doppelsymmetrische H-Querschnitte unabhängig vom Verhältnis der Flanschstärke zur Stegstärke anwendbar ist, wird die parabelförmige Modellverteilung von ACKERMANN 2008 modifiziert. Als Randbedingung soll dabei das axiale Gleichgewicht für die Flansche sowie den Steg allein gemäß Gleichung (3.14) erfüllt sein:

$$\int \sigma_r \cdot dA = 0 \quad (3.14)$$

Mittels quadratischer Regression wird im ersten Schritt eine Eigenspannungsverteilung für die Flansche gesucht, die mit Hilfe der Methode der kleinsten Quadrate die Versuchswerte sowie die Modellverteilung von ACKERMANN 2008 annähert. Die parabelförmige Verteilung der Eigenspannungen über den Steg kann im zweiten Schritt aus der Randbedingung, dass die Eigenspannungen der Stegenden und der Flanschzentren gleich groß sein sollen und unter Berücksichtigung von Gleichung (3.14) entwickelt werden. Das Ergebnis ist die analytische Formulierung einer parabelförmigen Eigenspannungsverteilung nach den Gleichungen (3.15 a+b) und Abbildung 3.5. Sie stimmt für die Flansche weitestgehend mit der Modellverteilung von ACKERMANN 2008 und für die Flansche als auch den Steg gut mit der Formulierung von LINDNER ET AL. 1998 überein.

$$\sigma_r(y) = \left[85 - 1.020 \cdot \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right] \cdot \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right] \quad (3.15 \text{ a})$$

$$\sigma_r(z) = \left[-42,5 + 510 \cdot \left(\frac{z}{h - t_F} \right)^2 \right] \cdot \left[\frac{N}{\text{mm}^2} \right] \quad (3.15 \text{ b})$$

Momenten-Krümmungsbeziehungen mit Eigenspannungen

Durch iteratives Lösen der Gleichungen (3.9) und (3.10 a +b) für mehrere Krümmungen können Momenten-Krümmungsbeziehungen auf der Querschnittsebene konstruiert werden. Wenn bei der Lösungssuche zusätzlich Eigenspannungen berücksichtigt werden sollen, müssen die Eigendehnungsanteile ε_r in der mechanischen Dehnung ε_{me} integriert werden. Die Gleichung (3.5) wird in diesem Fall zu Gleichung (3.16) erweitert. Die Eigendehnung ε_r kann aus der Eigenspannung durch Division mit dem Elastizitätsmodul E rückgerechnet werden.

$$\varepsilon_{me} = \varepsilon_N + \varepsilon_\chi + \varepsilon_\Delta + \varepsilon_r \quad (3.16)$$

mit

$$\varepsilon_r = \frac{\sigma_r}{E} \quad (3.17)$$

Eigenspannungen beeinflussen die Beziehung zwischen der äußeren Normalkraft N , dem inneren Biege Widerstand $M_{N,R}$ und der Krümmung χ . In Abbildung 3.6 wird der Einfluss der linear verteilten Eigenspannung nach ECCS (1984) auf die Momenten-Krümmungsbeziehung für Baustahl S235 bei Biegung um die y-Achse sowie Biegung um die z-Achse veranschaulicht. Der Einfluss der äußeren Normalkraft wird für vier verschiedene Lastlevel n unterschieden. Es wird deutlich, dass die Eigenspannungen den inneren Biege Widerstand vor allem im Bereich mittlerer Krümmungen ($\chi < 0,04 \text{ m}^{-1}$) verringern. Bei größeren Dehnungen plastizieren die Eigenspannungen heraus. Somit haben die Eigenspannungen keinen Einfluss auf das plastische Tragmoment $M_{N,pl}$.

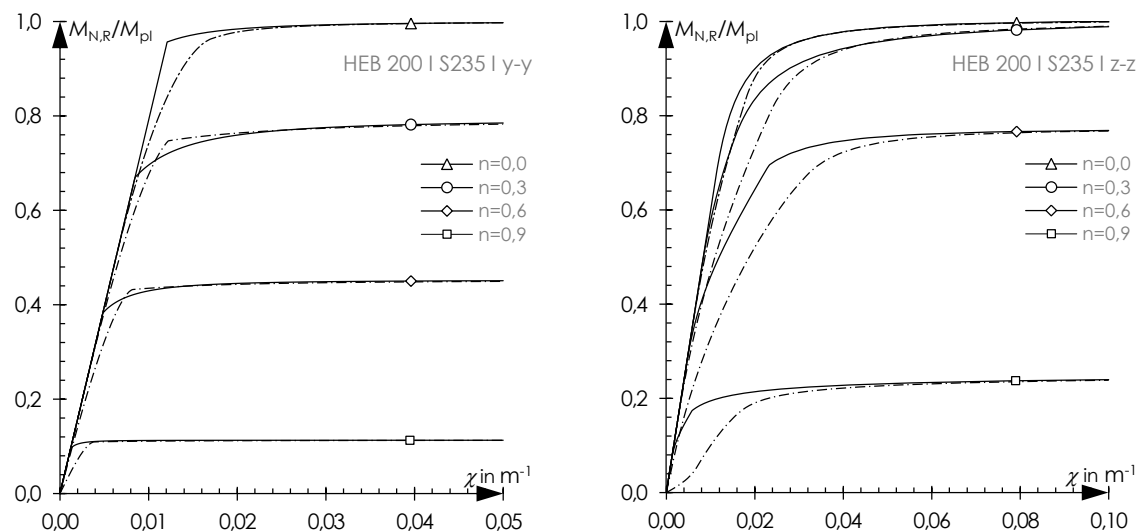


Abbildung 3.6: Momenten-Krümmungsbeziehungen bei Normaltemperatur für Krümmungen um die y-Achse (links) und z-Achse (rechts) ohne Eigenspannungen (durchgezogene Linie) und mit Eigenspannungen (Strichpunktlinie)

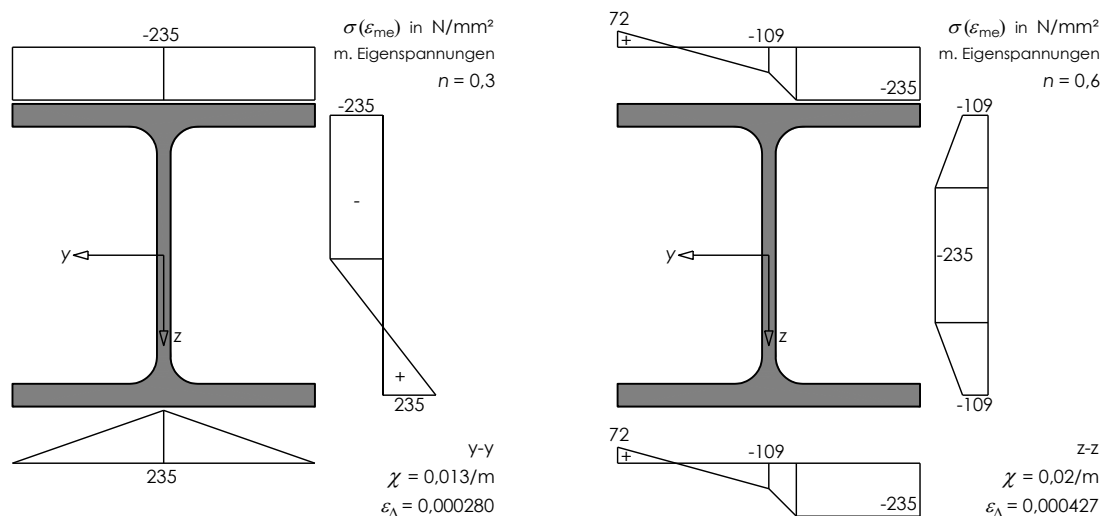


Abbildung 3.7: Spannungsverteilung bei Normaltemperatur mit Eigenspannungen für ausgewählte Krümmungen um die y-Achse (links) und z-Achse (rechts)

Bei doppelsymmetrischen Querschnitten mit Krümmungen um die z-Achse, ist der Einfluss der Eigenspannungen ausgeprägter im Vergleich zu denjenigen mit Krümmungen um die y-Achse. Dafür verantwortlich sind vor allem die Druckeigenspannungen an den Flanschenden. Gerade die Flanschenden erfahren bei einer Krümmung um die z-Achse die größten Spannungen infolge der Beanspruchung. Diese überlagern sich mit den Eigenspannungen, so dass diese Bereiche als erste Querschnittsstellen plastizieren, vgl. Abbildung 3.7 (rechts). Damit geht eine deutliche Abnahme der Biegesteifigkeit einher, die nicht kompensiert werden kann, da sich die Querschnittsbereiche mit Zugeigenspannungen im Bereich der Nulllinie befinden. Eigenspannungen können bei einer Krümmung um die y-Achse den inneren Biegewiderstand bereichsweise sogar geringfügig vergrößern, vgl. Abbildung 3.6 und Abbildung 3.7 (jeweils links).

In Abbildung 3.8 werden Momenten-Krümmungsbeziehungen für die lineare Eigenspannungsverteilung nach ACKERMANN 2008 und die parabelförmige Eigenspannungsverteilung nach den Gleichungen (3.15 a+b) gegenübergestellt. Dabei zeigt sich, dass die lineare Verteilung bereichsweise zu kleineren inneren Biegewiderständen führt. Die Abweichung ist jedoch sehr klein und auch nur in einem begrenzten Krümmungsbereich vorhanden. Diese Einschätzung deckt sich mit der Beschreibung von WOLF 2006, der darstellt, dass parabolisch verteilte Eigenspannungen sich etwas günstiger auf die Traglast von Druckstäben auswirken. Für weitere Traglastberechnungen auf Querschnitts- sowie Bauteilebene im Rahmen dieser Arbeit werden Eigenspannungen durch die lineare Verteilung nach ECCS (1984) angesetzt.

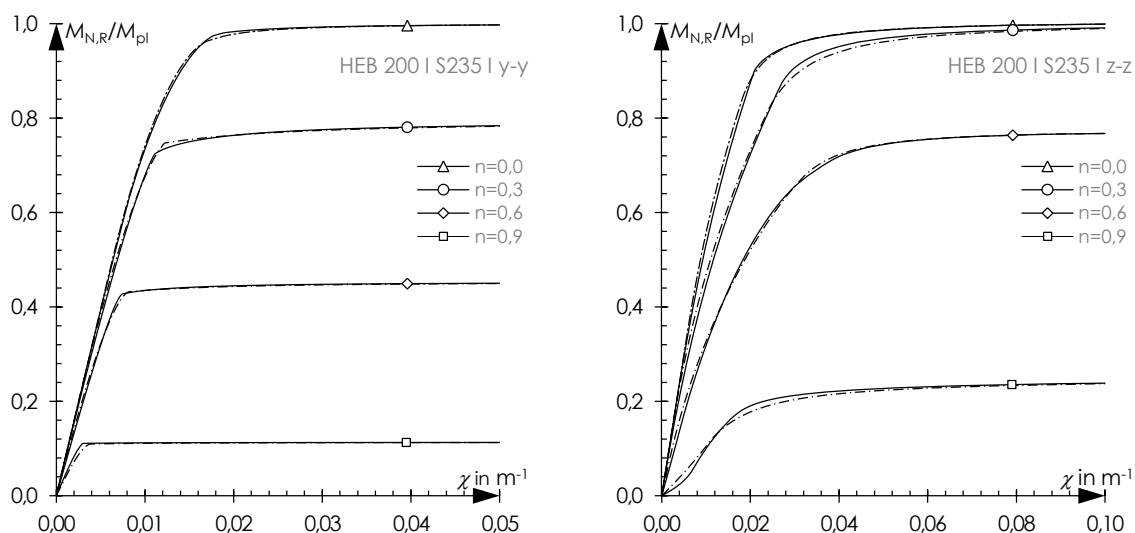


Abbildung 3.8: Vergleich der Momenten-Krümmungsbeziehungen mit linearer Eigenspannungsverteilung (durchgezogene Linie) und parabelförmiger Eigenspannungsverteilung (Strichpunktlinie) für Krümmungen um die y-Achse (links) und z-Achse (rechts)

Die Momenten-Krümmungsbeziehungen für Baustahl S355 entsprechen qualitativ den Kurven für Baustahl S235, vgl. Abbildung 3.9 (oben): Die Eigenspannungen reduzieren den inneren Biege widerstand. Das Verhältnis des inneren Biege widerstands mit Eigenspannungen zum inneren Biege widerstand ohne Eigenspannungen fällt für S355 jedoch kleiner aus als für S235. Für Feinkornbaustahl S460M ergeben sich nochmals kleinere Verhältniswerte wegen des günstigeren Verhältnisses von den Eigenspannungen zur Streckgrenze, vgl. Abbildung 3.9 (unten). Trotzdem ist der Einfluss auch für hochfeste Feinkornbaustähle nicht vernachlässigbar: Der innere Biege widerstand kann sich beispielsweise bei Krümmungen um die z-Achse und einem Lastlevel von $n = 0,6$ durch den Einfluss von Eigenspannungen auf ein Maß von unter 83% des Vergleichswertes ohne Eigenspannungen verringern.

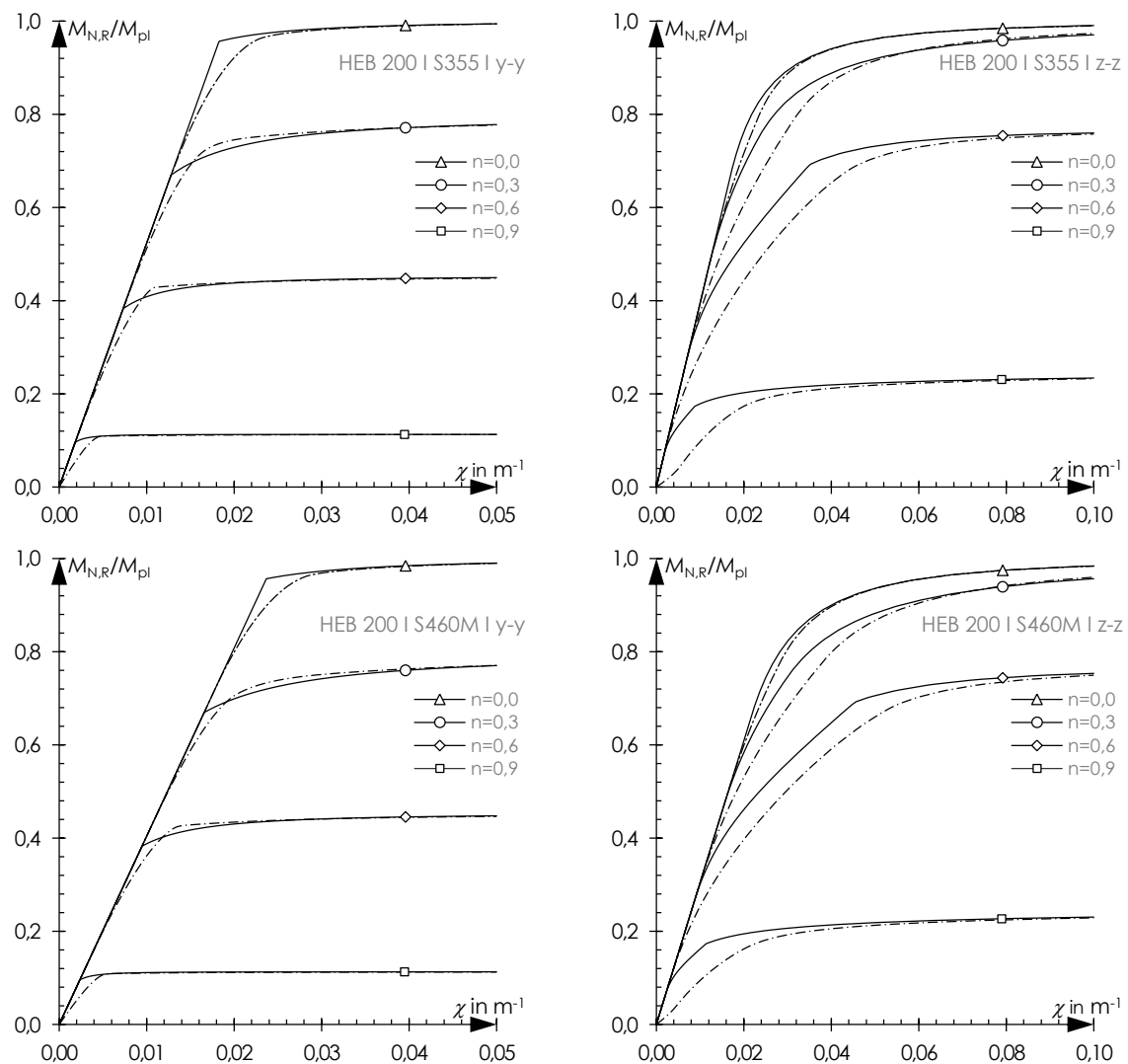


Abbildung 3.9: Momenten-Krümmungsbeziehungen für Baustahl S355 (oben) und S460M (unten) bei Krümmungen um y-Achse (links) und z-Achse (rechts) ohne Eigenspannungen (durchgezogene Linie) und mit Eigenspannungen (Strichpunktlinie)

3.3 Querschnittstragfähigkeit bei erhöhten Temperaturen

In Kapitel 2 wurde gezeigt, dass Spannungs-Dehnungsbeziehungen bei erhöhten Temperaturen einen linear elastischen, nichtlinear plastischen Verlauf annehmen. Das nichtlineare Werkstoffverhalten beeinflusst die Beziehung zwischen der äußeren Normalkraft N , dem inneren Biegezugwiderstand $M_{N,R}$ und der Krümmung χ .

In den Momenten-Krümmungsbeziehungen kann der Einfluss der Werkstoffnichtlinearität bei erhöhten Temperaturen auf der Querschnittsebene gezeigt werden. Dazu werden die Spannungen σ über den Stützenquerschnitt für die mechanische Dehnungsverteilung ε_{me} mit den Werkstoffgesetzen nach RUBERT/SCHAUMANN 1985 und den Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988 bestimmt. In Abbildung 3.10 wird der Einfluss von sechs unterschiedlichen Spannungs-Dehnungsbeziehungen für Baustahl S235 auf das Momenten-Krümmungsverhalten für Stahltemperaturen von 200 °C bis 700 °C gezeigt. Zum Vergleich wird die Momenten-Krümmungsbeziehung bei Normaltemperatur ebenfalls angegeben. Sie entspricht der Kurve für 100 °C. Bei allen Kurven wird die äußere Normalkraft mit 60% der temperaturabhängigen plastischen Normalkrafttragfähigkeit $N_{pl,\theta}$ angesetzt ($n = 0,6$). Die Momenten-Krümmungsverläufe unterscheiden sich auf eine vergleichbare Art und Weise wie die entsprechenden Werkstoffgesetze bei erhöhten Temperaturen. Im Allgemeinen gilt, dass für zunehmende Temperaturen das plastische Tragmoment $M_{N,pl,\theta}$ abnimmt. Die Abnahme resultiert aus der temperaturabhängigen Reduktion der Fließgrenze. Aber auch in einer - auf das temperaturabhängige plastische Tragmoment - bezogenen Darstellung (Abbildung 3.10) unterscheiden sich die Kurvenverläufe für die untersuchten Temperaturen, denn die Kurvensteigung ist abhängig vom Verhältnis der Werkstoffsteifigkeit zur Werkstofffestigkeit $E_{a,\theta}/f_{y,\theta}$ sowie dem Verhältnis der Proportionalitätsgrenze zur Werkstofffestigkeit $f_{p,\theta}/f_{y,\theta}$.

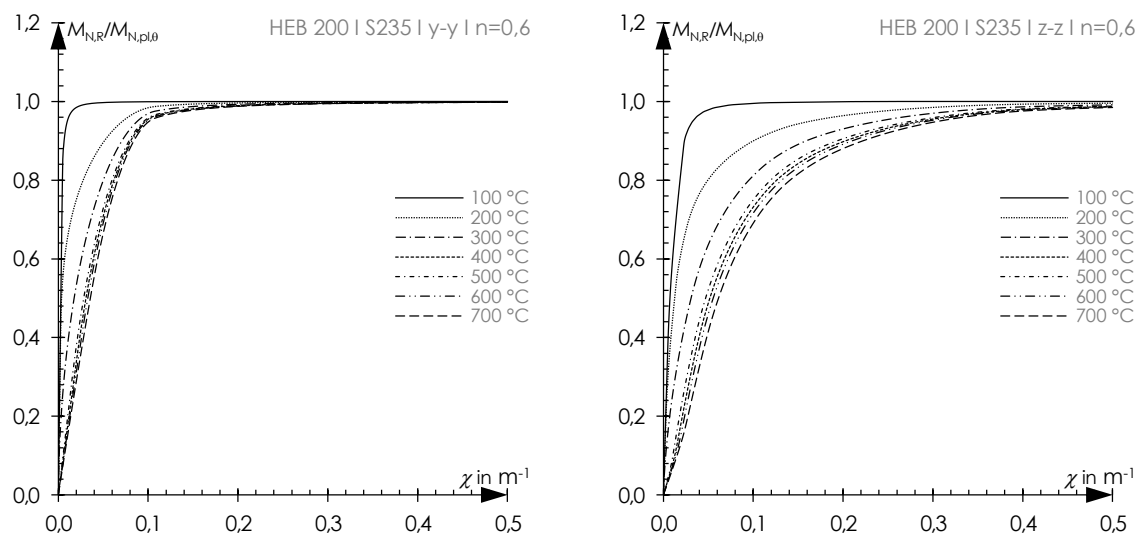


Abbildung 3.10: Bezogene Darstellung für die Momenten-Krümmungsbeziehungen bei Krümmungen um die y-Achse (links) und z-Achse (rechts) für Temperaturen bis 700 °C ohne Eigenspannungen mit $n = 0,6$

Theoretisch behält die Querschnittsinteraktion gemäß den Gleichungen (3.1) und (3.2) auch bei erhöhten Temperaturen ihre Gültigkeit, wenn die plastischen Widerstandsgrößen mit der temperaturabhängigen Fließgrenze $f_{y,\theta}$ berechnet werden. Baupraktisch stellen sich für Stützen bei Erreichen der Traglast insbesondere bei erhöhten Temperaturen deutlich kleinere Krümmungen ein. Der Querschnitt kann bei Stützen nur dann vollständig ausgenutzt werden, wenn die Verformung deutlich größer ist, als die zur Traglast zugeordnete Verformung, vgl. Kapitel 4. Das Gleichgewicht stellt sich in diesem Fall für eine äußere Normalkraft ein, die in der Last-Verformungskurve der Stütze dem abfallenden Lastpfad zugeordnet ist.

3.3.1 Eigenspannungseinflüsse bei erhöhten Temperaturen

Für Normaltemperatur existieren analytische Formulierungen der Eigenspannungsverteilung über den Querschnitt, sogenannte Modellverteilungen. SOMAINI 2012 beschreibt, dass sich die Eigenspannungen bei erhöhten Temperaturen infolge wandelnder Werkstoffeigenschaften, thermischer Dehnungen und Kriechen verändern. Bestimmt werden diese Veränderungen vor allem durch die Temperatur und ihren Gradienten im Querschnitt. Diese sind wiederum abhängig vom Brandereignis, der Querschnittsgeometrie sowie der Brandschutzisolation. Durch die Veränderung der Werkstoffeigenschaften bei einer Temperaturzunahme nehmen die Eigenspannung ab. Hingegen führen thermische Spannungen infolge inhomogener Temperaturverteilungen über den Querschnitt zu einer Vergrößerung der Eigenspannungen. Zusätzlich nehmen sie durch eine Relaxation der Querschnittfasern ab. TAKAGI/DEIERLEIN 2007 nehmen beispielsweise eine lineare Eigenspannungsverteilung mit einem Maximalwert bei Normaltemperatur von 69 N/mm^2 an. Für erhöhte Temperaturen reduzieren sie die Eigenspannungen mit dem Abminderungsfaktor $k_{y,\theta}$ für die Fließgrenze. Die anzusetzende Größe der Eigenspannungen verhält sich bei geschweißten und gewalzten Profilquerschnitten jedoch nicht proportional zur Fließgrenze. Besser geeignet erscheint der Vorschlag von FRANSSSEN 1993, die Eigenspannungsverteilung bei Normaltemperatur für zunehmende Temperaturen mit dem Abminderungsfaktor $k_{E,\theta}$ für den Elastizitätsmodul zu reduzieren. Dieser Ansatz gilt für Querschnitte aus Baustahl aller Festigkeitsklassen, da Eigenspannungen infolge thermischer Dehnungen bei einem Temperaturgefälle über den Querschnitt entstehen. Diese werden im linear elastischen Bereich der Spannungs-Dehnungsbeziehung durch den Elastizitätsmodul und nicht durch die Fließgrenze beeinflusst.

Um die Nichtlinearität der Werkstoffgesetze bei der Berechnung von Eigenspannungen zu berücksichtigen, müsste streng genommen aus der Eigendehnungsverteilung $\varepsilon_r(y,z)$ bei Normaltemperatur nach Gleichungen (3.18) die temperaturabhängige Eigenspannungsverteilung mit den Werkstoffgesetzen für erhöhte Temperaturen bestimmt werden, vgl. Abbildung 3.11.

Da die Hypothese des Ebenbleibens der Querschnitte von BERNOULLI-NAVIER vorausgesetzt wird, bleiben die Dehnungen sowie deren Verteilung über den Querschnitt für alle Temperaturen gleich.

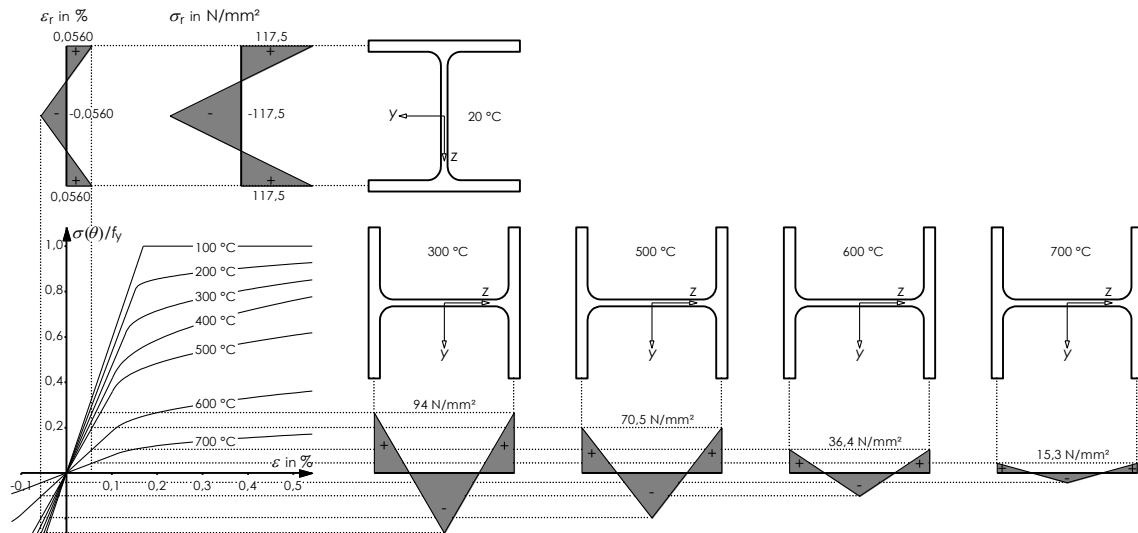


Abbildung 3.11: Entwicklung der Eigenspannungen bei erhöhten Temperaturen mit Werkstoffgesetzen nach RUBERT/SCHAUMANN 1985 und Abminderungsfaktoren nach KIRBY/PRESTON 1988

Eigendehnungsverteilung:

$$\varepsilon_r(y) = 0,5 \cdot \frac{f_y}{E} \cdot \left[1 - 4 \cdot \left| \frac{y}{b} \right| \right] \quad (3.18 \text{ a})$$

$$\varepsilon_r(z) = 0,5 \cdot \frac{f_y}{E} \cdot \left[4 \cdot \left| \frac{z}{h - 2 \cdot t_F} \right| - 1 \right] \quad (3.18 \text{ b})$$

mit

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \quad (3.19)$$

Der Einfluss der Eigenspannungen bei erhöhten Temperaturen auf die Momenten-Krümmungsbeziehung von doppelsymmetrischen Querschnitten aus Baustahl wird in der Abbildung 3.12 veranschaulicht. Bei der Berechnung der Eigenspannungen aus den Eigendehnungen wurden die Werkstoffgesetze nach RUBERT/SCHAUMANN 1985 und die Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988 verwendet. Die Temperatur wurde über den Querschnitt als konstant vorausgesetzt. Zum Vergleich werden in Abbildung 3.12 ebenfalls die Momenten-Krümmungsbeziehungen bei Normaltemperatur angegeben. Sie entsprechen den Kurven für 100 °C. Qualitativ zeigen sich für erhöhte Temperaturen die gleichen Einflüsse der Eigenspannungen auf die Momenten-Krümmungsbeziehungen wie bei Normaltemperatur. Bei doppelsymmetrischen Querschnitten mit Krümmungen

um die z-Achse ist der Einfluss der Eigenspannungen ausgeprägter als bei Krümmungen um die y-Achse. Abhängig von der Größe der äußeren Normalkraft sowie der Temperatur verringert sich der innere Biegezugwiderstand durch den Einfluss der Eigenspannungen deutlich, vgl. Abbildung 3.12 (rechts). Der Verhältniswert der inneren Biegezugwiderstände mit und ohne Eigenspannungen ist bei erhöhten Temperaturen gerade im Bereich niedriger Krümmungen um die z-Achse klein, da aus den Dehnungen infolge der Normalkraftbeanspruchung ($n = 0,6$) zusammen mit den Eigendehnungen Spannungen resultieren, die oberhalb der Proportionalitätsgrenze liegen. Das heißt, bereits bei kleinen Krümmungen beginnen die Flanschenden zu plastizieren, vgl. Abbildung 3.13 (links).

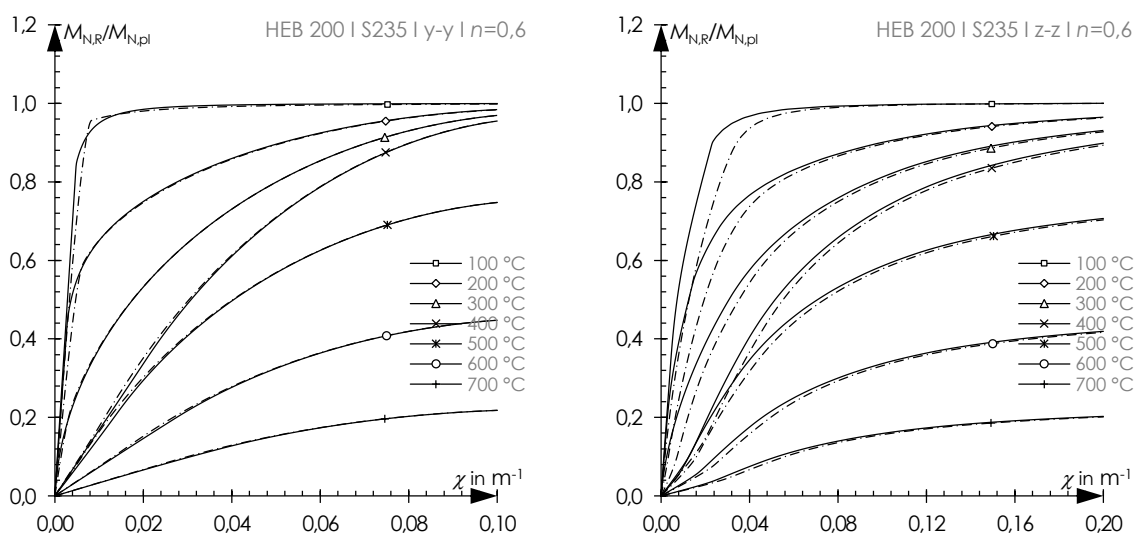


Abbildung 3.12: Momenten-Krümmungsbeziehungen bei erhöhten Temperaturen für Krümmungen um die y-Achse (links) und z-Achse (rechts) ohne Eigenspannungen (durchgezogene Linie) und mit Eigenspannungen (Strichpunktlinie)

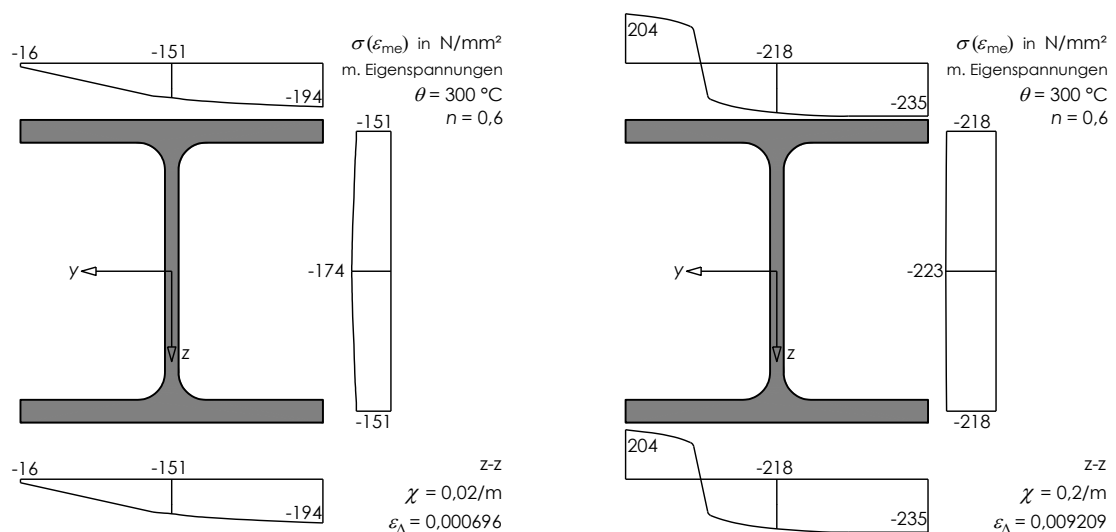


Abbildung 3.13: Spannungsverteilung bei 300 °C mit Eigenspannungen für ausgewählte Krümmungen

Mit zunehmender Krümmung um die z-Achse wachsen die plastischen Querschnittsbe-
reiche von den Flanschenden bis über die Flanschzentren hinaus, vgl. Abbildung 3.13
(rechts). Der Einfluss der Eigenspannungen auf das Tragverhalten auf der Querschnitts-
ebene ist auch bei erhöhten Temperaturen gerade bei Krümmungen um die z-Achse
bedeutend und sollte nicht vernachlässigt werden.

Bei der Berechnung des inneren Biegewiderstands können auch Kriechdehnungen sowie
thermische Dehnung berücksichtigt werden, vgl. FRANSEN 1993. Für diesen Fall wird die
Gesamtdehnung ε_{tot} durch die Addition der mechanischen Dehnungsanteile mit der
Kriechdehnung und der thermischen Dehnung bestimmt, vgl. Gleichung (3.20). Die
Spannungen werden weiterhin für die mechanische Dehnung ε_{me} mit Hilfe der Werk-
stoffgesetze berechnet. Wird beispielsweise eine thermische Dehnung durch die
Randbedingungen eines Bauteils nicht behindert, verändert sich die Gesamtdehnung
entsprechend. Die mechanische Dehnung bleibt dann unverändert. Es entstehen keine
Zwangskräfte.

$$\varepsilon_{\text{me}} = \varepsilon_{\text{tot}} - \varepsilon_{\text{th}} - \varepsilon_{\text{cr}} = \varepsilon_{\text{N}} + \varepsilon_{\text{X}} + \varepsilon_{\Delta} + \varepsilon_{\text{r}} \quad (3.20)$$

Kriechdehnungen können in diesem Zusammenhang analog betrachtet werden. Wenn
Kriechdehnungen beispielsweise durch die Randbedingungen der Querschnittselemente
oder des Bauteils behindert werden, bleibt die Gesamtdehnung ε_{tot} unverändert. Die
mechanischen Dehnungen ε_{me} müssen sich folglich um das Maß der Kriechdehnungen
ändern. Es resultiert daraus eine Relaxation der Spannungen.

3.3.2 Verfestigungseinflüsse bei erhöhten Temperaturen

Die Werkstoffgesetze nach RUBERT/SCHAUMANN 1985 mit den Abminderungsfaktoren
von KIRBY/PRESTON 1988 werden im ANHANG A der DIN EN 1993-1-2 (2010) um einen
Verfestigungsansatz für Dehnungen größer als 2% bei Temperaturen bis 400 °C ergänzt,
vgl. Abbildung 2.6 und Gleichungen (2.4). Dieser Ansatz geht auf die Ergebnisse
stationärer Versuche von SCHLEICH ET AL. 1991 zurück. Mit Hilfe von Momenten-
Krümmungsbeziehungen kann der Einfluss einer Verfestigung auf der Querschnitts-
ebene für Temperaturen bis 400 °C gezeigt werden. Dazu werden die Spannungen σ
über den Stützenquerschnitt für die mechanische Dehnungsverteilung ε_{me} nach Glei-
chung (3.16) bei Berücksichtigung des Verfestigungsansatzes ermittelt. Die Momenten-
Krümmungsbeziehungen in Abbildung 3.14 zeigen, dass die inneren Biegewiderstände
durch die Verfestigung des Werkstoffs bei sehr großen Krümmungen deutlich zuneh-
men. In den äußeren Querschnittsfasern wird die temperaturabhängige Bruchfestigkeit
 $f_{\text{u},0}$ erreicht, vgl. Abbildungen 3.15. Damit gilt theoretisch die Querschnittsinteraktion
gemäß den Gleichungen (3.1) und (3.2), wenn die plastischen Widerstandsgrößen mit
der temperaturabhängigen Bruchfestigkeit $f_{\text{u},0}$ berechnet werden.

Insbesondere für Stützen mit baupraktisch relevanten Schlankheitsgraden stellen sich die sehr großen Krümmungen, die erforderlich sind, um den Querschnitt vollständig bis zum Erreichen der Bruchspannung auszunutzen, nicht ein. Die Werkstoffverfestigung hat lediglich für den Nachtraglastbereich im abfallenden Last-Verformungspfad eine Relevanz, vgl. Kapitel 4.

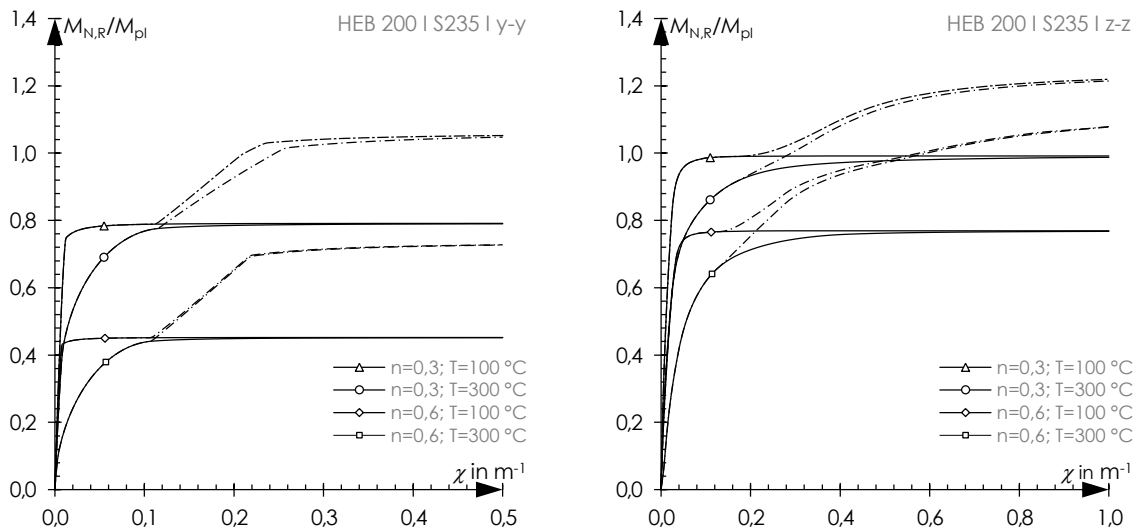


Abbildung 3.14: Momenten-Krümmungsbeziehungen bei erhöhten Temperaturen mit Verfestigungsansatz für Krümmungen um die y-Achse (links) und z-Achse (rechts) ohne Eigenspannungen (durchgezogene Linie) und mit Eigenspannungen (Strichpunktlinie)

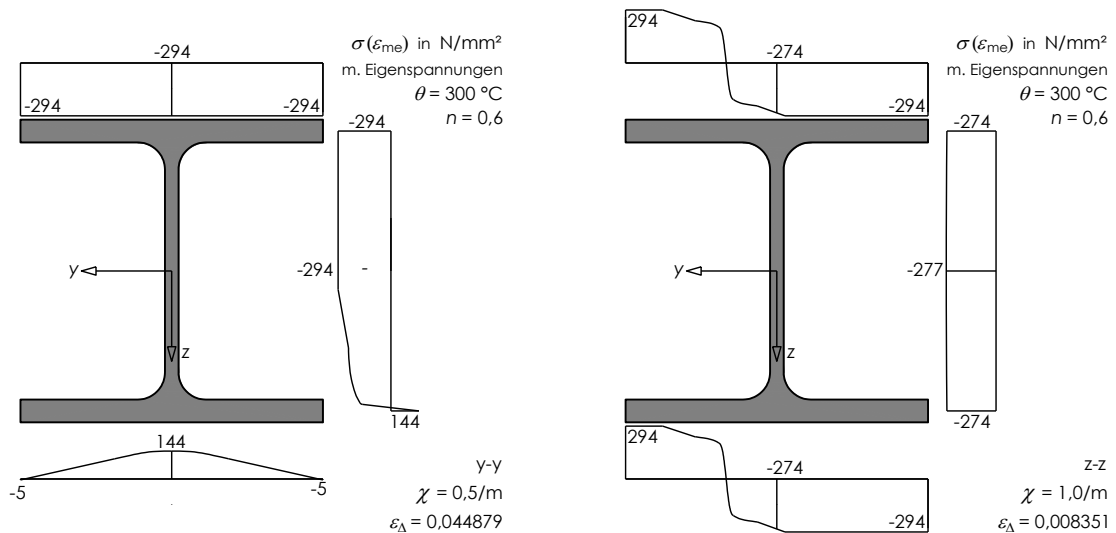


Abbildung 3.15: Spannungsverteilung mit Verfestigungsansatz und Eigenspannungen bei 300 °C für ausgewählte Krümmungen um die y-Achse (links) und z-Achse (rechts)

3.4 Zusammenfassung und Folgerungen

- In Kapitel 3 wurde ein Verfahren dargestellt, mit welchem für eine gegebene Krümmung und eine äußere Normalkraft der innere Biege­widerstand eines doppel­symmetrischen H-Querschnitts iterativ berechnet werden kann. Mit diesem Verfahren wurden Momenten-Krümmungsbeziehungen für doppelsymmetrische H-Querschnitte entwickelt und darin die Einflüsse von Walzeigenspannungen, nichtlinearen Werkstoffgesetzen für erhöhte Temperaturen und Werkstoffverfestigungen veranschaulicht.
- BAPTISTA/MUZEAU 2008 zeigen die exakte analytische Lösung für die Interaktion von Normalkraft und Biegemoment um die starke sowie die schwache Achse bei doppel­symmetrischen H-Querschnitten. In den Momenten-Krümmungsbeziehungen für Normaltemperatur wird deutlich, dass eine vollständige Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit gemäß den Interaktionsformeln nur bei sehr großen Krümmungen erreicht wird. Diese sind bei Stützen nur von theoretischem, jedoch nicht von baupraktischem Interesse.
- Eigenspannungen beeinflussen die Beziehung zwischen der äußeren Normalkraft, dem inneren Biege­widerstand und der Krümmung: Es wird deutlich, dass die Eigen­spannungen den inneren Biege­widerstand vor allem im Bereich mittlerer Krümmun­gen verringern. Bei größeren Dehnungen plastizieren die Eigenspannungen heraus. Somit haben die Eigenspannungen keinen Einfluss auf das plastische Tragmoment. Bei doppelsymmetrischen Querschnitten mit Krümmungen um die z-Achse, ist der Einfluss der Eigenspannungen ausgeprägter als bei Krümmungen um die y-Achse. Dafür verantwortlich sind vor allem die Druckeigenspannungen an den Flanschen­den.
- Die Momenten-Krümmungsbeziehungen für Baustahl S355 entsprechen qualitativ den Kurven für Baustahl S235: Die Eigenspannungen reduzieren den inneren Biege­widerstand. Das Verhältnis des inneren Biege­widerstands mit Eigenspannungen zum inneren Biege­widerstand ohne Eigenspannungen fällt für S355 jedoch kleiner aus als für S235. Für Feinkornbaustahl S460M ergeben sich nochmals kleinere Verhältnis­werte wegen des günstigeren Verhältnisses von den Eigenspannungen zur Streck­grenze.
- Bei erhöhten Temperaturen unterscheiden sich die Momenten-Krümmungsverläufe untereinander auf eine vergleichbare Art und Weise wie die entsprechenden Werk­stoffgesetze: Für zunehmende Temperaturen nimmt das plastische Tragmoment ab. Die Abnahme resultiert aus der temperaturabhängigen Reduktion der Fließgrenze. Aber auch in einer - auf das temperaturabhängige plastische Tragmoment - bezoge­nen Darstellung unterscheiden sich die Kurvenverläufe für die untersuchten Tempe-

turen, denn die Kurvensteigung ist im gesamten Krümmungsbereich abhängig vom Verhältnis der Werkstoffsteifigkeit zur Werkstofffestigkeit sowie dem Verhältnis der Proportionalitätsgrenze zur Werkstofffestigkeit.

- Qualitativ zeigen sich für erhöhte Temperaturen die gleichen Einflüsse der Eigenspannungen auf die Momenten-Krümmungsbeziehungen wie bei Normaltemperatur. Der Verhältniswert der inneren Biege widerstände mit und ohne Eigenspannungen ist bei erhöhten Temperaturen gerade im Bereich niedriger Krümmungen um die z-Achse klein, da aus den Dehnungen infolge der Normalkraftbeanspruchung ($n = 0,6$) zusammen mit den Eigendehnungen Spannungen resultieren, die oberhalb der Proportionalitätsgrenze liegen. Das heißt, bereits bei kleinen Krümmungen beginnen die Flanschenden zu plastizieren. Der Einfluss der Eigenspannungen auf das Tragverhalten auf der Querschnittsebene ist auch bei erhöhten Temperaturen gerade bei Krümmungen um die z-Achse bedeutend und sollte nicht vernachlässigt werden.
- Die Momenten-Krümmungsbeziehungen bei Berücksichtigung einer Werkstoffverfestigung für Temperaturen bis 400 °C zeigen, dass die inneren Biege widerstände bei sehr großen Krümmungen deutlich zunehmen. In den äußeren Querschnittsfasern wird die temperaturabhängige Bruchfestigkeit erreicht. Damit gilt theoretisch die Querschnittsinteraktion nach BAPTISTA/MUZEAU 2008, wenn die plastischen Widerstandsgrößen mit der temperaturabhängigen Bruchfestigkeit berechnet werden.

Tragverhalten statisch bestimmter Stützen

4.1 Zielsetzung und Überblick

Zum einen wird das Tragverhalten eines Bauteils durch die Werkstoffgesetze und das Querschnittsverhalten beeinflusst. Zum anderen wird es durch die globale Bauteilgeometrie und die Randbedingungen bestimmt. In diesem Kapitel wird das Bauteilverhalten von beidseitig gelenkig gelagerten Stützen bei einer Beanspruchung durch eine Drucknormalkraft beschrieben (EULERFALL 2). Dazu wurden numerische Bauteiluntersuchungen für doppelsymmetrische H-Querschnitte aus Baustahl S235, S355 und S460M bei Normaltemperatur sowie bei erhöhten Temperaturen durchgeführt.

Zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Stützen wird einleitend der ideale Fall mit unbeschränkt linear elastischem Werkstoffverhalten behandelt. Dieser erlaubt eine geschlossene Lösung der geometrisch nichtlinearen Beziehungen zwischen der Belastung und der Verformung der Stütze. Die Darstellung des linear elastischen Falls soll dazu dienen, sich dem mechanischen Verhalten von Stützen bei erhöhten Temperaturen, also bei nichtlinearem Werkstoffverhalten, anzunähern. Für den komplexen Fall mit nichtlinearem Werkstoffverhalten im Brandfall, bei welchem sich im Bauteil plastische Zonen ausbilden, existiert keine geschlossene Lösung für die Beziehung zwischen der Belastung und der Verformung. Hier muss die Lösung iterativ, zum Beispiel mit der Methode der finiten Elemente, gesucht werden.

Die Zielsetzung für dieses Kapitel besteht darin, für erhöhte Temperaturen das vollständige Last-Verformungsverhalten über die Beanspruchungsgrenze hinaus nachzuvollziehen. Bei einer Bauteilbemessung ist zwar meist die Beanspruchungsgrenze eines Bauteils relevant, bei Stützen, die in ihrer Längenausdehnung behindert werden, können sich aber im Brandfall auch Last-Verformungszustände einstellen, die dem abfallenden Lastpfad nach dem Überschreiten der Beanspruchungsgrenze zugeordnet sind. Auch bei einer nachträglichen Analyse von Brandschäden ist das Verhalten im Nachtraglastbereich von Interesse.

In Kapitel 3 wurde dargestellt, dass unvermeidbare Abweichungen von einer idealen Konstruktion das Tragverhalten von Stützen beeinflussen. Der Einfluss von Eigenspan-

nungen wurde bereits auf der Querschnittsebene behandelt. Auf der Bauteilebene sind zusätzlich geometrische Imperfektionen zu berücksichtigen.

In den Last-Verformungskurven kann die Traglast als Maximum des Kurvenverlaufs abgelesen werden. Mit Hilfe von geschlossenen Formulierungen werden im vorliegenden Kapitel zwei Näherungsverfahren zur Bestimmung temperaturabhängiger Traglasten entwickelt. Die entwickelten Näherungsverfahren, ein Stabilitätsnachweis sowie ein Berechnungsablauf mit Ersatzimperfektionen, sind für gängige doppelsymmetrische H-Querschnitte, welche häufig als Stützenquerschnitt zum Einsatz kommen, gültig. Neben der Temperatur fließt der Schlankheitsgrad, welcher sich aus der globalen Stützegeometrie sowie der Querschnittsgeometrie ergibt, in die Gleichungen zur Bestimmung der Traglast ein. Die Näherungsverfahren gelten streng genommen nur für die zu Grunde gelegten Werkstoffgesetze. Damit sind definierte Aufheizgeschwindigkeiten und daraus resultierende Kriecheffekte verbunden, vgl. Kapitel 2. Hier werden für Baustahl S235 und S355 die Werkstoffgesetze nach RUBERT/SCHAUMANN 1985 mit den Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988 zu Grunde gelegt. Da die Werkstoffgesetze von RUBERT/SCHAUMANN 1985 für hochfeste Feinkornbaustähle der Sorte S460 nicht experimentell abgesichert sind, werden exemplarisch die Werkstoffgesetze von SCHNEIDER/LANGE 2011 für den thermomechanisch gewalzten Feinkornbaustahl S460M verwendet.

4.2 Tragverhalten von Stützen bei linear elastischem Werkstoffverhalten

Der linear elastische Fall geht von einem unbegrenzt proportionalen Verhältnis von der Dehnung zur Spannung auf der Werkstoffebene aus. Die Differentialgleichung (4.1) stellt das Gleichgewicht am verformten Stabelement zwischen inneren und äußeren Kräften her, vgl. z. B. Herleitung von PETERSEN 1982. Darin kennzeichnet E den Elastizitätsmodul, I das Flächenträgheitsmoment, e die geometrische Imperfektion, v die Verformung der Stütze und N die Normalkraftbeanspruchung.

$$EI \frac{d^2 v}{dx^2} + N(e + v) = 0 \quad (4.1)$$

Der innere Biege Widerstand des Querschnitts wird durch den ersten Term berücksichtigt. Darin ist die Stützenkrümmung als Funktion der Verformung linearisiert:

$$\chi = \frac{d^2 v}{dx^2 \cdot \left(1 + \left(\frac{dv}{dx}\right)^2\right)^{1,5}} \approx \frac{d^2 v}{dx^2} \quad \text{für } \left(\frac{dv}{dx}\right)^2 \ll 1 \quad (4.2)$$

Das äußere Biegemoment wird durch den zweiten Term in Gleichung (4.1) beschrieben. Sowohl der innere Biegegewiderstand als auch das äußere Biegemoment sind abhängig von der gleichen Verformung, so dass neben der Gleichgewichtsbedingung auch die Verträglichkeitsbedingung erfüllt ist. Wenn die geometrische Imperfektion e einen sinusförmigen Verlauf über die Stablänge annimmt, kann die Differentialgleichung gelöst werden, vgl. PETERSEN 1982. Die Verformung v verhält sich dann ebenfalls affin zur Sinusfunktion. Die Lösung ist in Gleichung (4.3) als Belastungs-Verformungsbeziehung in Stützenmitte angegeben: $w_{II,m}$ beschreibt darin die gesamte Auslenkung nach Elastizitätstheorie II. Ordnung. Diese beinhaltet die Verformung v_m in Stützenmitte inklusive der Amplitude der geometrischen Imperfektion e_m . Von einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung wird dann gesprochen, wenn kleine Verformungen im Vergleich zu den Systemabmessungen vorausgesetzt werden.

$$w_{II,m} = v_m + e_m = \frac{e_m}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = k \cdot e_m \quad (4.3)$$

mit

$$k = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (4.4)$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI}{L^2} \quad (4.5)$$

N_{cr} nach Gleichung (4.5) ist die EULERSCHE Knicklast der beidseitig gelenkig gelagerten Stütze. Sie gehört zum niedrigsten Eigenwert für das Eigenwertproblem und entspricht der Verzweigungslast: Wenn diese erreicht wird, weicht eine perfekt gerade und imperfektionsfreie Stütze aus der ursprünglichen idealen Lage aus. Der Vergrößerungsfaktor k nach Gleichung (4.4) beschreibt den Verformungszuwachs nach Theorie II. Ordnung. Er gilt streng genommen nur für den beidseitig gelenkig gelagerten Druckstab mit sinusförmigem Momentenverlauf. Neben der Auslenkung kann für jeden Belastungszustand das Biegemoment nach Elastizitätstheorie II. Ordnung sowie die zugehörige Spannungsverteilung mit dem Vergrößerungsfaktor k berechnet werden:

$$M_{II,m} = k \cdot (N \cdot e_m) = k \cdot M_I \quad (4.6)$$

$$\sigma_{II,y,m} = N \cdot \left(\frac{1}{A} + k \cdot \frac{e_m}{I_y} \cdot z \right) \quad (4.7 \text{ a})$$

$$\sigma_{II,z,m} = N \cdot \left(\frac{1}{A} + k \cdot \frac{e_m}{I_z} \cdot y \right) \quad (4.7 \text{ b})$$

4.3 Tragverhalten von Stützen bei linear elastischem, ideal plastischem Werkstoffverhalten

Die geschlossene Lösung der Differentialgleichung (4.1) ermöglicht die Berechnung sämtlicher Spannungs- und Dehnungszustände solange ein linear elastisches Werkstoffverhalten zu Grunde gelegt wird. Beim nicht uneingeschränkt elastischen Fall mit einem linear elastischen, ideal plastischen Werkstoffverhalten erreichen die Biegedruckspannungen die Streckgrenze, sobald die elasto-statische Grenzlast N_{EI} überschritten wird, vgl. Abbildung 4.1. Bis zur elasto-statischen Grenzlast N_{EI} können die Verformungen der Stütze mit Gleichung (4.3) berechnet werden. Die Steifigkeit EI der Stütze ist hier konstant. Wird die Normalkraftbeanspruchung weiter gesteigert, plastiziert der Querschnitt vom Rand in die Richtung der Flanschzentren. Gleichzeitig weiten sich die Fließzonen in Stablängsrichtung aus. Damit einher geht eine Abnahme der Steifigkeit EI , in deren Folge die Verformungen überproportional wachsen. Bei Erreichen einer bestimmten Lastintensität, der Traglast N_u , verliert die Stütze ihr Gleichgewicht. Dies wird auch als Gleichgewichtsdivergenz bezeichnet. Die Traglast beschreibt also die absolute Beanspruchungsgrenze.

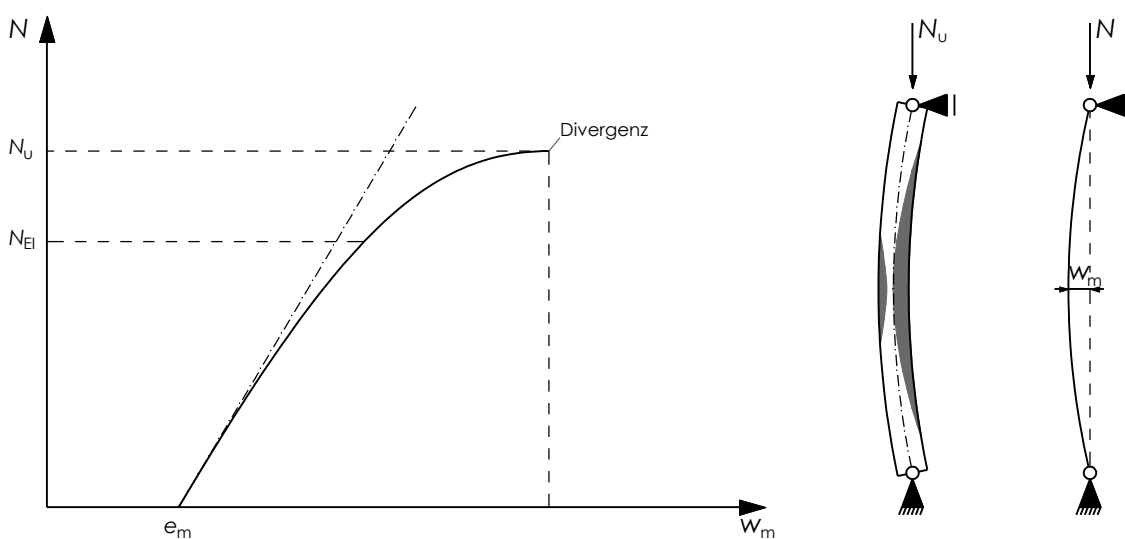


Abbildung 4.1: Qualitative Last-Verformungsbeziehung einer imperfekten Stütze mit linear elastischem, ideal plastischem Werkstoffverhalten (links); schematische Darstellung der Fließzonenausbreitung (rechts)

Berechnungsverfahren nach Elastizitätstheorie II. Ordnung besitzen Gültigkeit solange sämtliche Spannungen im Querschnitt unterhalb der Streckgrenze liegen. Die elasto-statische Grenzlast N_{EI} , die dazu führt, dass die Drucknormalspannungen am Querschnittsrand die Streckgrenze f_y erreichen, kann mit Gleichung (4.8) beschrieben werden:

$$\frac{N_{EI}}{A \cdot f_y} + k \cdot \frac{N_{EI} \cdot e_m}{W_{el} \cdot f_y} = 1,0 \quad (4.8)$$

Darin beschreibt W_{el} das elastische Widerstandsmoment. Die Gleichung (4.8) kann mit dem Ansatz von AYRTON/PERRY 1886 in Abhängigkeit vom Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_k$ für die elasto-statische Grenzlast N_{EI} gelöst werden, vgl. Gleichungen (4.9) bis (4.12).

$$\phi = 0,5 \cdot \left[1 + e_m \cdot \frac{A}{W_{el}} + \bar{\lambda}_k^2 \right] \quad (4.9)$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_k^2}} \quad (4.10)$$

$$N_{EI} = \chi \cdot A \cdot f_y \quad (4.11)$$

mit

$$\bar{\lambda}_k = \frac{L}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{E \cdot I}} \quad (4.12)$$

Bei einer weggesteuerten Betrachtung stellt sich nach dem Erreichen der Traglast ein abfallender Last-Verformungspfad ein. Eine obere Grenze für den abfallenden Last-Verformungspfad wird durch die plastische Querschnittstragfähigkeit zusammen mit dem Momentengleichgewicht von innerem und äußerem Biegemoment in der Stützenmitte beschrieben, vgl. Gleichung (4.13). Wird das durch die Drucknormalkraft reduzierte plastische Tragmoment $M_{N,pl}$ mit der Interaktionsbeziehung nach den Gleichungen (3.2 a+b) für Krümmungen um die z-Achse bestimmt, ergibt sich durch Einsetzen in Gleichung (4.13) und durch eine kurze Zwischenrechnung die Funktion $N_{lim,z}$ der oberen Grenze für den abfallenden Last-Verformungspfad nach den Gleichungen (4.14 a+b).

$$N_{lim} \cdot w_m = M_{N,pl} \quad (4.13)$$

$$N_{lim,z} \cdot w_m = W_{pl,z} \cdot f_y \quad \text{für } n < a \quad (4.14 \text{ a})$$

$$N_{lim,z} = \left(\sqrt{p^2 - 2a + 1 - p} \right) \cdot A \cdot f_y \quad \text{für } n > a \quad (4.14 \text{ b})$$

mit

$$p = \frac{w_m \cdot (1 - a)^2 \cdot A}{2 \cdot W_{pl,z}} - a \quad (4.15)$$

In Abbildung 4.2 wird die obere Grenze $N_{lim,z}$ für den abfallenden Last-Verformungspfad gemäß den Gleichungen (4.14 a+b) zusammen mit der Normalkraft nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung über der Stützensauslenkung w_m aufgetragen. Dazu werden zwei Last-Verformungskurven einer Bauteilberechnung nach der Fließzonentheorie angegeben, sowohl mit als auch ohne Berücksichtigung von Eigenspannungen. Diese Kurven

sollen das reale Bauteilverhalten repräsentieren. Den Last-Verformungskurven nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung sowie nach der Fließzonentheorie liegen identische geometrische Imperfektion mit $e_m = L/1000$ zu Grunde. Das Maß der geometrischen Imperfektion beschreibt den Schnittpunkt mit der Abszisse.

Die Traglast im Punkt B für das reale Bauteilverhalten liegt unterhalb des Schnittpunktes A der Normalkraftfunktion nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung mit der plastischen Querschnittstragfähigkeit $N_{lim,z}$ nach den Gleichungen (4.14 a+b). Der Punkt C markiert die elasto-statische Grenzlast N_{El} . Die unterschiedlichen Verläufe der beiden Last-Verformungskurven nach der Fließzonentheorie verdeutlichen den Einfluss von Eigenspannungen, insbesondere im Bereich der Traglast.

Eine vollständige Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit stellt sich erst für sehr große Verformungen im abfallenden Last-Verformungspfad ein. Hier konvergieren die Kurven, welche nach der Fließzonentheorie berechnet wurden, mit der Funktion $N_{lim,z}$ nach den Gleichungen (4.14 a+b).

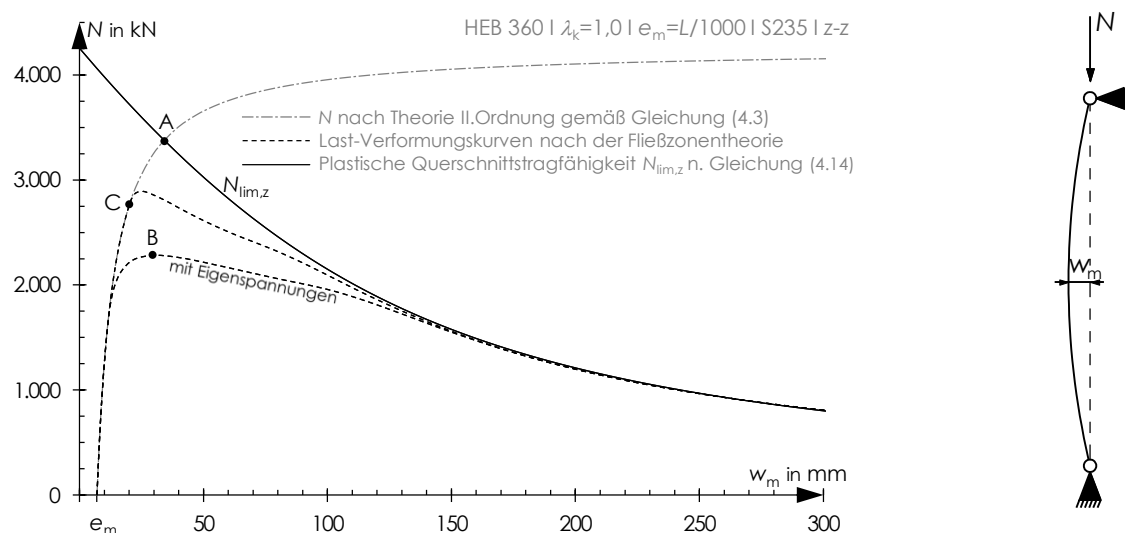


Abbildung 4.2: Last-Verformungsbeziehungen einer imperfekten Stütze mit linear elastischem, ideal plastischem Werkstoffverhalten (links)

Der tatsächliche Verlauf der Last-Verformungskurve einer Stütze lässt sich oberhalb der elasto-statischen Grenzlast N_{El} nicht durch eine geschlossene Formulierung beschreiben. Außerdem kann der Einfluss von Eigenspannungen nicht explizit berücksichtigt werden. Derzeit stellt eine geometrisch und physikalisch nichtlineare Berechnung das genaueste Verfahren zur Berechnung von Traglasten eines Bauteils dar. Im Stahlbau wird eine physikalisch nichtlineare Bauteilberechnung als eine Berechnung nach der Fließzonentheorie bezeichnet, da das Fließen des Stahls bei Überschreiten der Fließdehnung berücksichtigt wird. Sich im Bauteil ausbreitende Fließzonen führen zu veränderten

Steifigkeiten, welche bei Berechnungen nach der Fließzonentheorie inkrementell-iterativ erfasst werden. Dahingegen werden beim elasto-plastischen Verfahren (Fließgelenktheorie) die plastizierten Bereiche (Fließzonen) vernachlässigt und die Stütze als vollelastisch angenommen, bis in Stützenmitte die plastische Querschnittstragfähigkeit erreicht wird. Es wird dann ein ideales Fließgelenk eingeführt. Einerseits wird bei der Bauteilberechnung ein unbeschränkt linear elastisches Verhalten zu Grunde gelegt, andererseits für den Nachweis der Querschnittstragfähigkeit ein linear elastisches, ideal plastisches Werkstoffgesetz verwendet. Wegen der damit einhergehenden Verletzung der kinematischen Beziehungen können die tatsächlich entstehenden Verformungen nicht berechnet werden. Mit zunehmender Ausdehnung der Fließzonen im Bauteil wächst die Abweichung zwischen den linear elastischen und den nach der Fließzonentheorie berechneten Verformungen.

Für normalkraftbeanspruchte Stützen führten WOLF 2006 und OFNER 1997 numerische Traglastberechnungen nach der Fließzonentheorie mit linear elastischem, ideal plastischem Werkstoffverhalten für Normaltemperatur durch. Für den Stabilitätsfall Biegedrillknicken wurden Traglastberechnungen nach der Fließzonentheorie beispielsweise von LIU 2016, FOMINOW 2011, WETZEL 2011, BEIER-TERTEL 2008 und GLITSCH 2008 veröffentlicht. Bei allen Arbeiten wurden Finite-Elemente-Programme verwendet. LIU 2016 modellierte die Stäbe mit Volumenelementen, WOLF 2006 und OFNER 1997 verwendeten spezielle Stabelemente, welche eine Berechnung nach der Fließzonentheorie ermöglichen. In den anderen Arbeiten wurden Schalenelemente benutzt. Jede Art der Modellierung bietet Vor- und Nachteile. Zu beachten sind vor allem Effekte aus der Querschnittsidealisierung, der Aufbringung von Eigendehnungen, dem Ansatz von Imperfektionen sowie der Modellierung von Auflagerbedingungen und Belastungen.

4.3.1 Baupraktische Bemessungsverfahren bei Normaltemperatur

Im Rahmen einer Bemessung sind das nichtlineare Tragverhalten und die daraus resultierende, verminderte Tragfähigkeit einer Stütze zu berücksichtigen. Eine Berechnung nach der Fließzonentheorie stellt dazu ein mögliches Verfahren dar, welches jedoch für die baupraktische Anwendung eher nicht geeignet ist. In der Praxis üblich ist die Verwendung von vereinfachten Verfahren. Hier sind das **Ersatzimperfektionsverfahren** und das **χ -Verfahren** zu nennen.

Das **Ersatzimperfektionsverfahren** fasst den Knickvorgang als Spannungsproblem auf. Dabei wird das geometrisch nichtlineare Tragverhalten durch eine Berechnung nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung direkt erfasst. Die Tragfähigkeit des Bauteils ist gefunden, wenn für die Schnittgrößen nach Elastizitätstheorie II. Ordnung die Querschnittstragfähigkeit erreicht wird. Diese kann nach der Elastizitätstheorie oder nach der Plastizitätstheorie berechnet werden. Nach der Elastizitätstheorie werden die Randspannungen an

der am meistbeanspruchten Stützenstelle durch die Streckgrenze des Werkstoffs begrenzt:

$$\frac{N}{A} + \frac{M_{II,m}}{W_{el}} \leq f_y \quad (4.16)$$

Wenn Plastizierungen des Querschnitts zugelassen werden, ist die Querschnittstragfähigkeit nach der Plastizitätstheorie zu ermitteln. Hier kann beispielsweise die exakte Interaktionsbeziehung nach den Gleichungen (3.2 a+b), aber auch eine lineare Interaktionsbeziehung für den Nachweis der Querschnittstragfähigkeit verwendet werden.

Wegen der Vernachlässigung der physikalischen Nichtlinearität bei der Bauteilberechnung ist es erforderlich, geometrische Ersatzimperfectionen anzusetzen, welche neben den tatsächlichen geometrischen Imperfectionen traglastmindernde Einflüsse aus der Ausbreitung von Fließzonen sowie Eigenspannungen abdecken. Das Maß der geometrischen Ersatzimperfection muss dabei so festgelegt werden, dass der Schnittpunkt der Normalkraftfunktion nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung mit der Funktion der plastischen Querschnittstragfähigkeit N_{lim} auf Höhe der tatsächlichen Traglast liegt, vgl. Abbildung 4.3. Das Maß der geometrischen Ersatzimperfection ist zum einen davon abhängig, ob die Querschnittstragfähigkeit nach der Elastizitätstheorie oder der Plastizitätstheorie berechnet wird. Zum anderen ergibt sich eine Abhängigkeit der geometrischen Ersatzimperfection von der gewählten Interaktionsbeziehung, wenn Plastizierungen des Querschnitts zugelassen werden. Für die betrachteten Fälle nehmen die vereinfachten Last-Verformungskurven verschiedene Verläufe an. Die Traglast ist aber per Definition identisch, vgl. Abbildung 4.3.

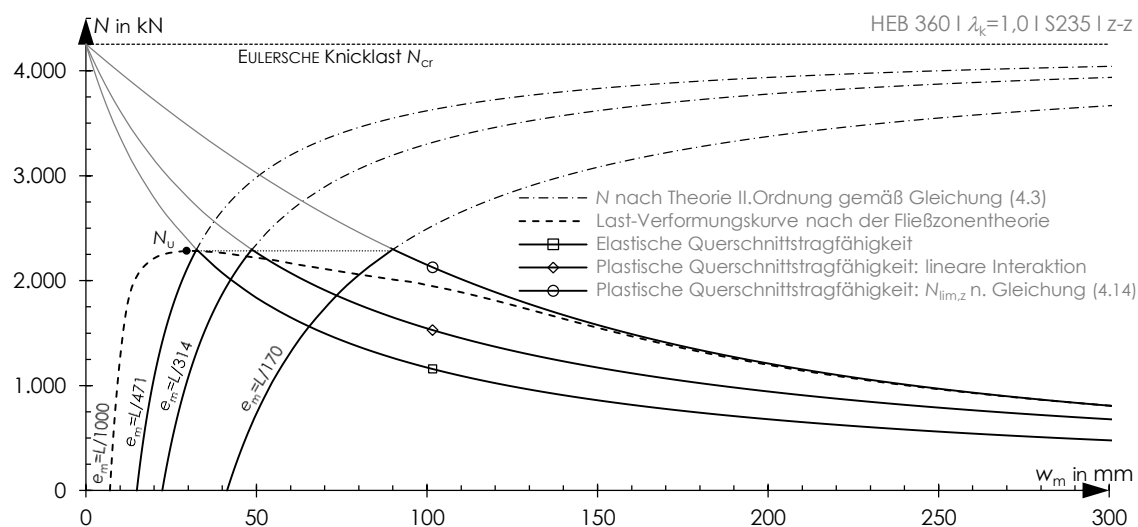


Abbildung 4.3: Last-Verformungsbeziehungen einer imperfekten Stütze nach der Fließzonentheorie sowie vereinfachte Last-Verformungsbeziehungen nach dem Ersatzimperfectionsverfahren

Die Form der geometrischen Ersatzimperfection ist affin zur 1. Eigenform des Systems anzusetzen, weil sich damit der größte Schnittgrößenzuwachs bei einer geometrisch nichtlinearen Berechnung einstellt. In der DIN EN 1993-1-1 (2010) werden Maße für die geometrischen Ersatzimperfectionen angegeben, sowohl für eine Berechnung der Querschnittstragfähigkeit nach der Elastizitätstheorie als auch nach der Plastizitätstheorie, vgl. Tabelle 4.1. NAUMES 2009 stellt klar, dass die Ersatzimperfectionen für einen plastischen Querschnittsnachweis mit einer linearen Interaktion von Normalkraft und Biegemoment hergeleitet wurden. In der DIN EN 1993-1-1 (2010) selbst ist die Interaktionsbeziehung für den Querschnittsnachweis nicht näher definiert. WOLF 2006 zeigt auf der Grundlage von Fließzonenberechnungen, dass die geometrischen Ersatzimperfectionen nach der DIN EN 1993-1-1 (2010) für doppelsymmetrische H-Querschnitte teilweise zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen und schlägt modifizierte Ersatzimperfectionen vor. Diese gelten im Zusammenhang mit einer Berechnung der plastischen Querschnittstragfähigkeit gemäß den Interaktionsbeziehungen der DIN EN 1993-1-1 (2010), vgl. Gleichung (3.1) beziehungsweise Gleichungen (3.2).

	Begrenzung	Ausweichen rechtwinklig zur Achse	Knicklinie (S235, S355)	Ersatzimperfection DIN EN 1993-1-1 (2010)	
				elastisch	plastisch
$h/b > 1,2$	$t_F \leq 40 \text{ mm}$	y-y	a	$L/300$	$L/250$
		z-z	b	$L/250$	$L/200$
	$40 \text{ mm} < t_F \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b	$L/250$	$L/200$
		z-z	c	$L/200$	$L/150$
$h/b \leq 1,2$	$t_F \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b	$L/250$	$L/200$
		z-z	c	$L/200$	$L/150$
	$t_F > 100 \text{ mm}$	y-y	d	$L/150$	$L/100$
		z-z	d	$L/150$	$L/100$

Tabelle 4.1: Zuordnung der Knicklinien und Ersatzimperfectionen zur Querschnittsgeometrie nach DIN EN 1993-1-1 (2010)

Das **χ -Verfahren** zur Bemessung von Stützen mit linear elastischem, ideal plastischem Werkstoffverhalten basiert auf dem Ansatz von AYRTON/PERRY 1886. Im Zeitraum von 1955 bis 1969 wurden eine Großzahl von Knickstabversuchen und zusätzliche numerische Traglastberechnungen mit geometrischen und strukturellen Imperfectionen durchgeführt, vgl. BEER/SCHULZ 1969. MAQUOI/RONDAL 1978 beschreiben die Knickstabversuche von BEER/SCHULZ 1969 mit Hilfe der Elastizitätstheorie II. Ordnung unter Ansatz einer sinusförmigen geometrischen Ersatzimperfection, welche die Wirkung aus der Nichtlinearität des Werkstoffs sowie von geometrischen Imperfectionen und Eigenspannungen in sich vereint. Das Maß der geometrischen Ersatzimperfection e_s wurde durch MAQUOI/RONDAL 1978 gemäß Gleichung (4.17) festgelegt. Mit dem Imperfectionsbeiwert α wurde das Maß der Ersatzimperfection so gesteuert, dass eine Kalibrierung der Knickkurven für verschiedene Querschnittstypen an den Versuchser-

gebnissen von BEER/SCHULZ 1969 erfolgte. Damit wurden die noch heute in der DIN EN 1993-1-1 (2010) verwendeten Knicklinien definiert, vgl. Abbildung 4.4.

$$e_s = \frac{W_{el}}{A} \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) \cdot \alpha \quad (4.17)$$

Die geometrische Ersatzimperfection von MAQUOI/RONDAL 1978 kann in den von AYRTON/PERRY 1886 vorgeschlagenen Ansatz integriert und die Tragfähigkeit einer Stütze mit Hilfe des Imperfektionsbeiwerts α berechnet werden. Durch Einsetzen der geometrischen Ersatzimperfection in Gleichung (4.9) zur Berechnung von ϕ erhält man Gleichung (4.18). Für den Tragfähigkeitsnachweis wird der Abminderungsfaktor χ dann mit Gleichung (4.10) ermittelt.

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_k - 0,2) + \bar{\lambda}_k^2] \quad (4.18)$$

$$N_R = \chi \cdot A \cdot f_y \quad (4.19)$$

Der eigentliche Nachweis erfolgt durch eine Gegenüberstellung der einwirkenden Drucknormalkraft N mit der Knicklast N_R nach Gleichung (4.20).

$$\frac{N}{N_R} \leq 1,0 \quad (4.20)$$

WOLF 2006 zeigt, dass die Knicklinie a bei Biegung um die starke Achse für Querschnittsprofile mit einem Höhe-Breitenverhältnis von $h/b > 1,2$ zutreffend ist, sich aber für Querschnittsprofile mit $h/b \leq 1,2$ noch deutliche Reserven gegenüber der Knicklinie b ergeben. Bei Biegung um die schwache Achse stellt er fest, dass die Knicklinien b und c im mittleren Schlankheitsbereich etwas auf der unsicheren Seite liegen und im hohen Schlankheitsbereich die Traglast unterschätzen.

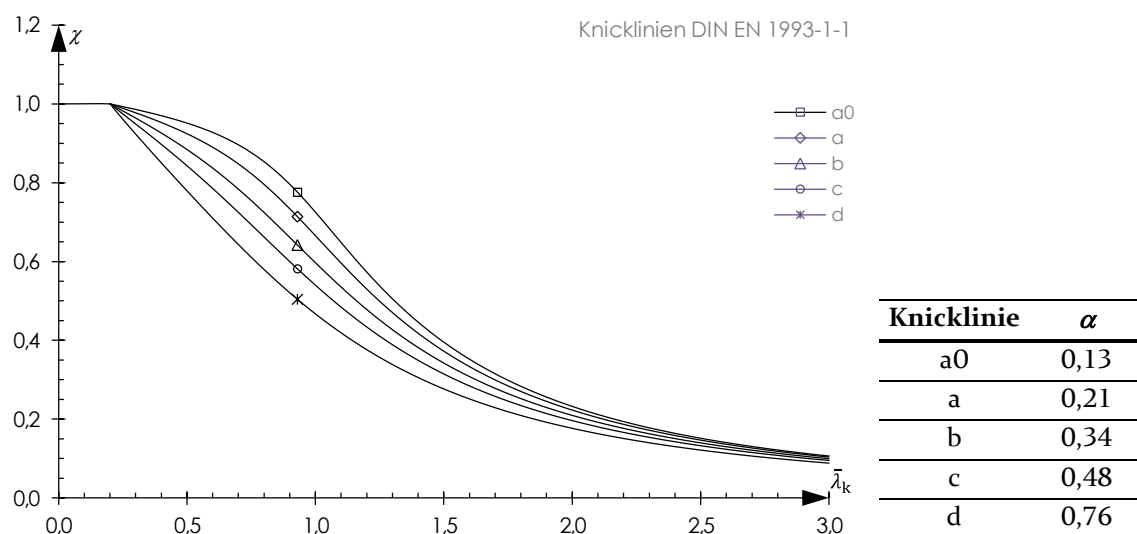


Abbildung 4.4: Europäische Knicklinien nach DIN EN 1993-1-1 (2010)

4.4 Tragverhalten von Stützen bei erhöhten Temperaturen

Bei erhöhten Temperaturen nehmen die Werkstoffgesetze einen linear elastischen, nichtlinear plastischen Verlauf an. Wenn die Proportionalitätsgrenze überschritten wird, ist der Steifigkeitsabfall des Werkstoffs weniger stark ausgeprägt als bei einem linear elastischen, ideal plastischen Werkstoffgesetz, wie es bei Normaltemperatur verwendet wird. Insbesondere gedrungene Stützen können weit über die Proportionalitätsgrenze hinaus in einem stabilen Zustand bleiben, da der geometrisch nichtlineare Verformungszuwachs eine kleinere Rolle spielt, als es bei schlanken Stützen der Fall ist. Die elastische Grenze in der Last-Verformungskurve einer Stütze verschiebt sich durch den Einfluss von Eigenspannungen: Es kommt schon bei kleineren Verformungen zur Überschreitung der Proportionalitätsgrenze in den Randfasern des Querschnitts. Eine Berechnung nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung gilt nur bis zum ersten Überschreiten der Proportionalitätsgrenze. Bei einer weiteren Laststeigerung plastiziert der Querschnitt vom Rand in die Richtung der Flanschzentren. Gleichzeitig weiten sich die plastischen Zonen in Stablängsrichtung aus. Sich im Bauteil ausbreitende plastische Zonen führen zu veränderten Steifigkeiten. Die Traglast kann nicht mit einer geschlossenen Formulierung berechnet werden. Zur Beschreibung der Last-Verformungsbeziehung bei erhöhten Temperaturen werden in diesem Kapitel Ergebnisse numerischer Berechnungen nach der Plastizitätstheorie vorgestellt, bei denen Steifigkeitsänderungen infolge der Ausbreitung von plastischen Zonen inkrementell-iterativ erfasst wurden. Eigenspannungseinflüsse wurden ebenfalls berücksichtigt.

In der Literatur sind verschiedene Versuchsergebnisse dokumentiert, welche das Tragverhalten von Stahlstützen bei erhöhten Temperaturen beschreiben. Instationäre Versuche bilden das tatsächliche Bauteilverhalten im Brandfall realistischer ab als stationäre Versuche. Allerdings können Last-Verformungsbeziehungen hierbei nicht aufgezeichnet werden: Bei einer konstanten Last wird bei einer Aufheizung die Versagenstemperatur sowie die Versagenszeit gefunden, wenn das Lastsystem die Last nicht mehr aufrechterhalten kann. Die aufgebrachte Last entspricht der Traglast für die zugeordnete Versagenstemperatur. Krieeffekte sind dabei abhängig von der Aufheizgeschwindigkeit.

Instationäre Versuche an Stützen mit einem H-Querschnitt wurden beispielsweise in Gent (JANSS/MINNE 1982), in Braunschweig am Sonderforschungsbereich 148 (SFB 148 1977), in Stuttgart (SCHLEICH ET AL. 1993), Rennes (ARIBERT/ RANDRIANTSARA 1980) und in Bilbao (AZPIAZU/UNANUE 1993) durchgeführt. An der ETH Zürich wurde eine stationäre Versuchsreihe an mittelschlanken und schlanken Stützen mit einem H-Querschnitt sowie einem Rechteckrohr durchgeführt. Für eine Dehnrage von 0,10% pro Minute wurden Last-Verformungsbeziehungen vollständig über die Traglast hinaus aufgezeichnet, vgl. PAULI ET AL. 2012 und PAULI 2012.

Numerische Traglastberechnungen nach der Plastizitätstheorie wurden für Stahlstützen von PAULI 2012 und DELGADO 2015 veröffentlicht. PAULI 2012 stellt die Ergebnisse numerischer Berechnungen für 400 °C und 700 °C dar. Der Einfluss von Eigenspannungen wurde nicht berücksichtigt. DELGADO 2015 verwendet den vereinfachten Ansatz zur Berücksichtigung von Eigenspannungen bei erhöhten Temperaturen nach TAKAGI/DEIERLEIN 2007. Er führte Berechnungen für 500 °C und 700 °C durch. Die Ergebnisse numerischer Simulationen von Verbundstützen unter einer Brandeinwirkung wurden von KIESEL 2013 veröffentlicht. Die Simulationen koppeln thermische und mechanische Analysen.

4.4.1 Baupraktische Bemessungsverfahren bei erhöhten Temperaturen

Für die Berechnung der Knicklast existiert ein **χ -Verfahren** für erhöhte Temperaturen, welches im Rahmen eines Forschungsprojekt der ECSC (European Coal and Steel Community) entwickelt wurde. Das **χ -Verfahren** gilt für warmgewalzte Querschnitte und wurde von TALAMONA ET AL. 1997 und FRANSSSEN ET AL. 1998 veröffentlicht. Inzwischen ist es in die DIN EN 1993-1-2 (2010) eingegangen. Die Bemessungsgleichungen sind denjenigen für Normaltemperatur ähnlich. Sie basieren ebenfalls auf der von AYRTON/PERRY 1886 vorgeschlagenen Lösung für die Gleichung (4.8).

Die geometrische Ersatzimperfektion $e_{s,\theta}$ wurde nach Gleichung (4.21) definiert. Sie unterscheidet sich im Vergleich zur geometrischen Ersatzimperfektion bei Normaltemperatur durch das Fehlen eines zum Knicken erforderlichen Mindestschlankheitsgrades. Somit besteht eine lineare Abhängigkeit zum temperaturabhängigen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{k,\theta}$, welcher die veränderte Steifigkeit und Fließgrenze bei erhöhten Temperaturen berücksichtigt:

$$e_{s,\theta} = \frac{W_{el}}{A} \cdot \bar{\lambda}_{k,\theta} \cdot \alpha \quad (4.21)$$

mit

$$\alpha = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (4.22)$$

$$\bar{\lambda}_{k,\theta} = \bar{\lambda}_k \cdot \sqrt{\frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad (4.23)$$

Der von AYRTON/PERRY 1886 vorgeschlagenen Lösung für die elasto-statische Grenzlast N_{EI} liegt die Annahme zu Grunde, dass die Drucknormalspannungen am Querschnittsrand bei Normaltemperatur gerade die Streckgrenze f_y erreichen. Bei erhöhten Temperaturen ist diese Lösung aber nur so lange exakt, bis am Querschnittsrand die Proportionalitätsgrenze $f_{p,0}$ erreicht wird. Wenn die Randspannungen für erhöhte Temperaturen durch die Fließgrenze $f_{y,0}$ begrenzt werden, muss die geometrische Ersatzimperfektion, neben den Einflüssen aus geometrischen Imperfektionen, Eigenstressungen und der Ausbreitung von plastischen Zonen, zusätzliche Einflüsse aus dem nichtlinear plastischen Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung oberhalb der Proportionalitätsgrenze abdecken.

Der Imperfektionsbeiwert α zur Beschreibung der Ersatzimperfektion nach Gleichung (4.21) wurde nach TALAMONA ET AL. 1997 und FRANSSEN ET AL. 1998 durch eine Kalibrierung der Knicklinie an einer Vielzahl von Versuchsergebnissen festgelegt. Die Kalibrierung erfolgte für Versagenstemperaturen im Bereich von 400 °C bis 800 °C. Zur Berechnung der temperaturabhängigen Knicklast $N_{R,0}$ ergeben sich die Formulierungen mit der Lösung von AYRTON/PERRY 1886 gemäß den Gleichungen (4.24) bis (4.26).

$$\phi_\theta = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{k,\theta} + \bar{\lambda}_{k,\theta}^2] \quad (4.24)$$

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_{k,\theta}^2}} \quad (4.25)$$

$$N_{R,0} = \chi_{fi} \cdot A \cdot k_{y,0} \cdot f_y \quad (4.26)$$

Die Temperaturabhängigkeit der Knicklast $N_{R,0}$ findet im temperaturabhängigen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{k,\theta}$ und im Abminderungsfaktor $k_{y,0}$ für die Fließgrenze eine Berücksichtigung. Der Imperfektionsbeiwert α gilt damit für alle Temperaturen. Die Temperaturabhängigkeit der Proportionalitätsgrenze $f_{p,0}$ beziehungsweise der elastischen Grenze des Werkstoffs wird folglich bei der Berechnung der Knicklast mit dem **χ -Verfahren** vernachlässigt. Außerdem werden im Gegensatz zum **χ -Verfahren** bei Normaltemperatur sowohl verschiedene Querschnittsgeometrien als auch die Knickrichtung nicht unterschieden. Es gilt nach TALAMONA ET AL. 1997 und FRANSSEN ET AL. 1998 stets die eine Knicklinie mit dem Imperfektionsbeiwert α gemäß Gleichung (4.25).

Weitere Bemessungsmodelle für Stützen aus Baustahl bei erhöhten Temperaturen wurden von TOH ET AL. 2003 mit einem RANKINE-Ansatz und von SOMAINI 2012 auf Basis der Energiemethoden veröffentlicht. Des Weiteren existieren Bemessungsmodelle für Stützen mit nichtlinearem Werkstoffverhalten bei Normaltemperatur aus Aluminium oder nichtrostenden Stählen, vgl. RASMUSSEN/RONDAL 1998, GARDENER 2002 und ASHRAF ET AL. 2008.

4.5 Entwicklung von Last-Verformungskurven für Stützen

Zur Beschreibung der Last-Verformungsbeziehung bei erhöhten Temperaturen wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit numerische Berechnungen nach der Plastizitätstheorie durchgeführt, bei denen Steifigkeitsänderungen, infolge der Ausbreitung von plastischen Zonen, inkrementell-iterativ erfasst werden. Dazu wurde das Finite-Elemente-Programm ANSYS WORKBENCH 17.0 verwendet. Stützen wurden im Rahmen dieser Arbeit grundsätzlich als Flächenmodell aus Schalenelementen modelliert. Die verwendeten Schalenelemente sind aus einem Scheibenelement (Membrananteil) und einem Plattenelement (Biege- und Schubanteil) abgeleitet. Die physikalisch und geometrisch nichtlineare Berechnung erfolgte nach der Theorie großer Verformungen. Dabei mussten nichtlineare Werkstoffgesetze, Eigendehnungen und geometrische Imperfektionen vorgegeben werden. In den folgenden Abschnitten werden die Modellbildung und die zu Grunde gelegten Annahmen erläutert.

Querschnittsmodellierung, Randbedingungen und Lastaufbringung

Für die numerischen Untersuchungen mit ANSYS WORKBENCH 17.0 wurde das Element SHELL 181 zur Bauteilmodellierung verwendet. Das für Bauteiluntersuchungen häufig verwendete Stabelement BEAM 188 wurde für die Berechnungen in dieser Arbeit als weniger geeignet betrachtet: Einerseits werden bei der Überprüfung des Fließkriteriums keine Schubspannungen berücksichtigt, andererseits lässt sich die Aufbringung von Eigendehnungszuständen am Schalenelement besser umsetzen, vgl. LUDWIG 2014. Zudem können Verformungen nur so lange gesteigert werden, bis der Stabquerschnitt an der maßgebenden Stelle vollständig ausgenutzt ist. Für weitere Verformungen wird das System instabil und die Berechnung kann auch weggesteuert nicht mehr fortgesetzt werden. Das Schalenelement SHELL 181 wird vom Programmhersteller zur Modellierung dünnwandiger bis mäßig dicker Querschnitte empfohlen. Das Element hat vier Knoten mit jeweils sechs Freiheitsgraden: Eine Translation jeweils in x-, y- und z-Richtung sowie Rotationen um die drei Achsen, vgl. Abbildung 4.5 (links).

Walzprofilquerschnitte wurden bei der Modellierung durch 3-Blechquerschnitte mit dem Mittellinienmodell idealisiert, vgl. Abbildung 4.5 (rechts). Der Steg wurde dabei bis zu den Flanschmittellinien geführt, um die Walzausrundungen näherungsweise zu berücksichtigen.

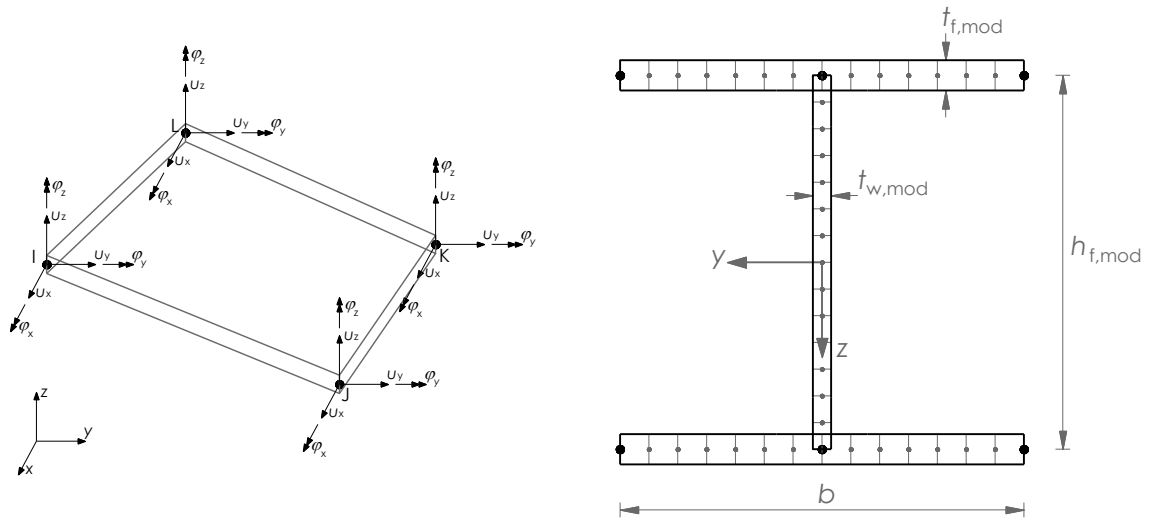


Abbildung 4.5: Schalelement Shell 181 mit Knotenfreiheitsgraden (links); Querschnittsidealisierung (rechts)

Damit der modellierte 3-Blechquerschnitt eine identische Querschnittsfläche A sowie ein identisches Flächenträgheitsmoment I_z wie das entsprechende Walzprofil mit Walzausrundungen nach DIN EN 10034 (1994) aufweist, wurden die Stegdicke t_w und die Flanschdicke t_f modifiziert, so dass die Gleichungen (4.27) bis (4.28) erfüllt sind. Die Idealisierung ist für die Abbildung der Dehnsteifigkeit sowie Biegesteifigkeit exakt. Die Torsionssteifigkeit sowie der Beulwiderstand der Flansche und des Stegs werden durch die Vernachlässigung der Walzausrundungen allerdings unterschätzt, vgl. WETZEL 2011.

$$I_z = 2 \cdot \frac{t_{f,mod} \cdot b^3}{12} + \frac{h_{f,mod} \cdot t_{w,mod}^3}{12} \quad (4.27)$$

$$A = 2 \cdot t_{f,mod} \cdot b + h_{f,mod} \cdot t_{w,mod} \quad (4.28)$$

$$h_{f,mod} = h - t_{f,mod} \quad (4.29)$$

Um unrealistische Spannungskonzentrationen zu vermeiden, wurden die Randbedingungen auf Linien bezogen. Dazu wurde am Fuß sowie am Kopf der Stütze jeweils eine Stirnplatte mit der 5-fachen Flanschdicke angeordnet. Diese sind entlang des Stegs linienförmig in x-, y- und z-Richtungen gehalten. Somit werden sämtliche Translationen verhindert, jedoch Rotationen um die Stegachse (z-Achse) erlaubt, vgl. Abbildung 4.6. Die Stirnplatte verteilt die Axialkräfte zusätzlich auf die Flansche und verhindert so ein frühzeitiges Plastizieren des Stegs im Auflagerbereich. Die Berechnung erfolgte weggesteuert. Dazu wurde an beiden Stützenenden eine Verschiebung in x-Richtung (parallel zur Stabachse) in 100 Lastschritten aufgebracht, so dass sich die Auflagerpunkte aufeinander zu bewegen. Für jeden Lastschritt wurde die Auflagerreaktion abgelesen und damit die Last-Verformungskurve aufgezeichnet.

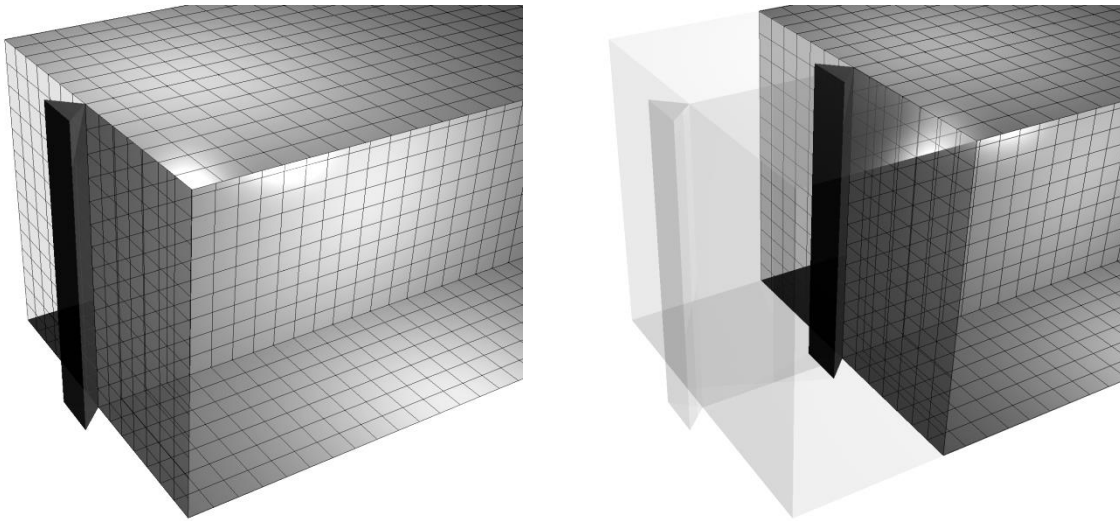


Abbildung 4.6: Zeichnerische Darstellung der Verschiebungsaufbringung: Stützenquerschnitt mit Stirnplatte und Linienlager im Nullzustand (links); am Linienlager verschobene Struktur (rechts)

Für die numerische Berechnung war ein geeignetes Netz zu generieren. Feinere Netze liefern im Allgemeinen in nicht singulären Bereichen genauere Ergebnisse. Allerdings steigen mit zunehmender Zahl der finiten Elemente der Rechenaufwand und die Datenmenge an. Die Genauigkeit der Ergebnisse wird dabei nicht durch die absoluten Abmessungen, sondern durch die Besonderheiten des statischen Systems, wie Stützweiten, Lasteintragungen und Randbedingungen bestimmt.

Die Flansche der untersuchten doppelsymmetrischen H-Querschnitte wurden so diskretisiert, dass 14 Viereckselemente über die Flanschbreite angeordnet sind. Die daraus resultierende Größe der finiten Elemente wurde auch für die Netzgenerierung des Stegs gewählt. Im Rahmen von Empfindlichkeitsprüfungen wurden die Berechnungen auch mit engmaschigeren Netzen und Netzverfeinerungen durchgeführt. Allerdings ergaben sich hierfür keine quantifizierbaren Unterschiede, so dass davon ausgegangen werden kann, dass die gewählte Netzgestaltung ausreichend genaue Ergebnisse liefert.

Werkstoff- und Imperfektionsannahmen

Zur Berechnung von Last-Verformungskurven nach der Plastizitätstheorie wurden die Werkstoffgesetze nach RUBERT/SCHAUMANN 1985 mit den Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988 für normalfeste Stähle und die Werkstoffgesetze von SCHNEIDER/LANGE 2011 für den hochfesten Feinkornbaustahl S460M verwendet. Bei geometrisch nichtlinearen Berechnungen nach der Theorie großer Verformungen sind anstelle von Ingenieurspannungen und Ingenieurdehnungen wahre Spannungen und logarithmische Dehnungen zu verwenden. Diese können durch eine Transformation der Ingenieurkomponenten gemäß den Gleichungen (4.30) und (4.31) nach MALVERN 1969 ermittelt werden. Für die numerischen Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit wurden

die nominellen Werkstoffgesetze nach RUBERT/SCHAUMANN 1985 beziehungsweise SCHNEIDER/LANGE 2011 ohne Transformation der Komponenten verwendet.

$$\varepsilon_{\text{true}} = \ln(1 + \varepsilon_{\text{eng}}) \quad (4.30)$$

$$\sigma_{\text{true}} = \sigma_{\text{eng}}(1 + \varepsilon_{\text{eng}}) \quad (4.31)$$

In ANSYS WORKBENCH 17.0 können nichtlineare Werkstoffgesetze mittels multilinearer isotroper oder kinematischer Verfestigung definiert werden: Für den nichtlinearen Bereich wurden dazu 200 diskrete Punkte, die jeweils durch ein Wertepaar für die plastischen Dehnung ε_{pl} und die Spannung σ definiert sind, eingelesen. Zwischen den eingegeben Punkten wird der Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung linear angenommen. Der lineare Anfangsbereich wird durch den temperaturabhängigen Elastizitätsmodul beschrieben. Die plastische Dehnung wird aus der Gesamtdehnung nach Gleichung (4.32) bestimmt, vgl. auch Abbildung 4.7 (links).

$$\varepsilon_{\text{pl}} = \varepsilon - \sigma(\varepsilon)/E_{\alpha,\theta} \quad (4.32)$$

Die Art des Verfestigungsverhaltens ist vor allem bei zyklischen Beanspruchungen relevant. Liegt beispielsweise ein ideal plastisches Verhalten vor, bleibt die Fließfläche nach VON MISES im Hauptspannungsraum fixiert. Bei einem isotropen Verfestigungsverhalten tritt bei einer Lastumkehr dann ein erneutes plastisches Fließen ein, wenn die Umkehrspannung dem Spannungsbetrag der vorherigen Belastung entspricht, vgl. Abbildung 4.7 (rechts). Die Fließfläche dehnt sich mit jedem Belastungszyklus aus. Dahingegen wird bei einer kinematischen Verfestigung die Spannweite des elastischen Bereichs für jeden Zyklus gleich groß angenommen. Somit tritt bei einer Lastumkehr früher eine erneute plastische Dehnung ein (BAUSCHINGER EFFEKT).

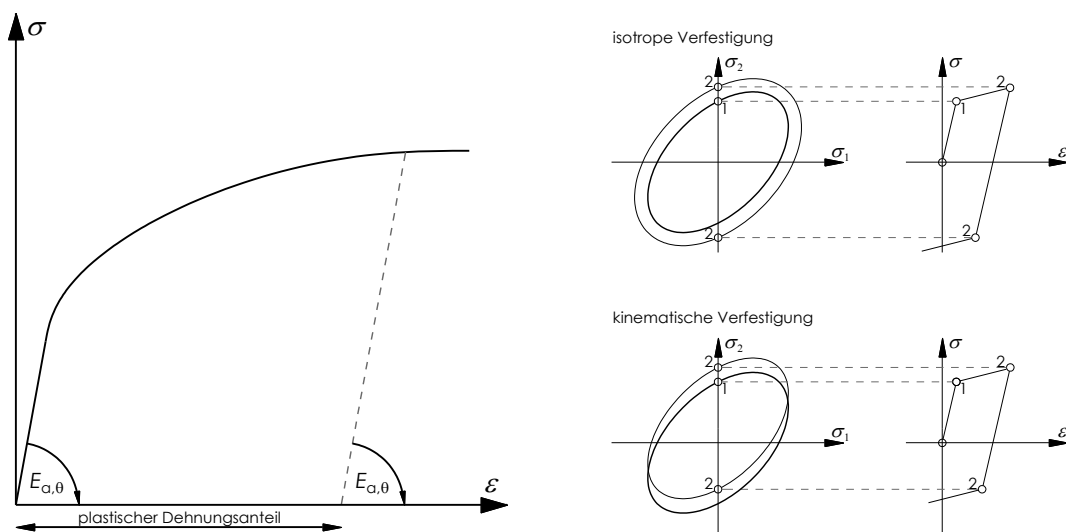


Abbildung 4.7: Schematische Darstellung des plastischen Dehnungsanteils (links); isotrope und kinematische Verfestigungshypothesen (rechts)

Da die Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit nicht für zyklische Belastungen durchgeführt werden, ergeben sich bei isotropem und kinematischem Verfestigungsverhalten identische Ergebnisse.

Für die Berechnung der Last-Verformungsbeziehungen waren mögliche Imperfektionen zu berücksichtigen. Dazu zählen strukturelle Imperfektionen, wie Eigenspannungen, und geometrische Imperfektionen, wie Stabvorkrümmungen oder Stützenschiefstellungen. Für eine Stützenberechnung nach der Plastizitätstheorie hat sich ein Maß der geometrischen Imperfektion von $e_m = L/1000$ etabliert. Dieser Wert geht auf Untersuchungen zu den Europäischen Knicklinien zurück, bei denen Messungen an etwa 500 Versuchsstäben durchgeführt wurden, vgl. BEER/SCHULZ 1969. Die Form der geometrischen Imperfektion wird affin zur 1. Eigenform der Stütze bei einer zentrischen Druckkraft angesetzt, weil sich damit der größte Schnittgrößenzuwachs bei einer geometrisch nichtlinearen Berechnung einstellt.

In ANSYS WORKBENCH 17.0 wurde am ideal ebenen Bauteil eine Eigenwertanalyse durchgeführt, vgl. Abbildung 4.8. Für die erste Eigenform wurde in einem Zwischenschritt die deformierte Struktur ausgelesen und auf das Maß $L/1000$ skaliert. Die skalierte Eigenform diente dann als Ausgangsgeometrie für die Berechnung nach der Plastizitätstheorie.



Abbildung 4.8: Darstellung der ersten vier Eigenformen: Globale Eigenformen (links); lokale Eigenformen mit Flanschbeulen und Stegbeulen (rechts)

Strukturelle Imperfektionen wurden durch den Ansatz einer linearen Eigendehnungsverteilung ε_i nach den Gleichungen (3.18 a+b) berücksichtigt. Die Eigendehnungsverteilung wurde knotenweise für die vorverformte Geometrie eingelesen. Mit den verwendeten Werkstoffgesetzen ergibt sich daraus die temperaturabhängige Eigenspannungsverteilung gemäß den Erläuterungen in Abschnitt 3.3.1. Durch eine Überprüfung der Auflagerreaktionen im lastfreien Zustand wurde sichergestellt, dass aus den Eigenspannungen keine Vorspannung der Stütze resultiert.

Verfahren zur Gleichgewichtsermittlung

Bei der Ermittlung des Gleichgewichtszustands zwischen äußerem und innerem Kräftevektor werden bei einem nichtlinearen Tragverhalten (geometrisch und/ oder physikalisch) spezielle Verfahren, wie das NEWTON-RAPHSON-Verfahren, verwendet. Denn die Systemgleichung (4.33) kann nicht direkt gelöst werden.

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{u} = \mathbf{f} \quad (4.33)$$

Beim NEWTON-RAPHSON-Verfahren wird ein Gleichgewichtszustand mit der tangentialen Systemsteifigkeitsmatrix \mathbf{K}^T und dem Vektor der inneren Kräfte \mathbf{f}_i als Ausgangspunkt verwendet. Der Vektor der inneren Kräfte \mathbf{f}_i enthält die Knotenkräfte, die aus dem Verschiebungszustand \mathbf{u}_i resultieren. Die Differenz zwischen dem äußeren Kräftevektor \mathbf{f}_a und dem inneren Kräftevektor \mathbf{f}_i wird als Lastresiduum bezeichnet. Durch Lösen der linearisierten Systemgleichung für das Lastresiduum $\mathbf{f}_a - \mathbf{f}_i$ wird das zugehörige Verschiebungsinkrement $\Delta \mathbf{u}_i$ ermittelt, vgl. Gleichung (4.34). Aus dem Verschiebungsinkrement $\Delta \mathbf{u}_i$ lässt sich der neue Systemverschiebungsvektor \mathbf{u}_{i+1} und daraus der neue zugehörige innere Kräftevektor \mathbf{f}_{i+1} für den nächsten Iterationsschritt bestimmen.

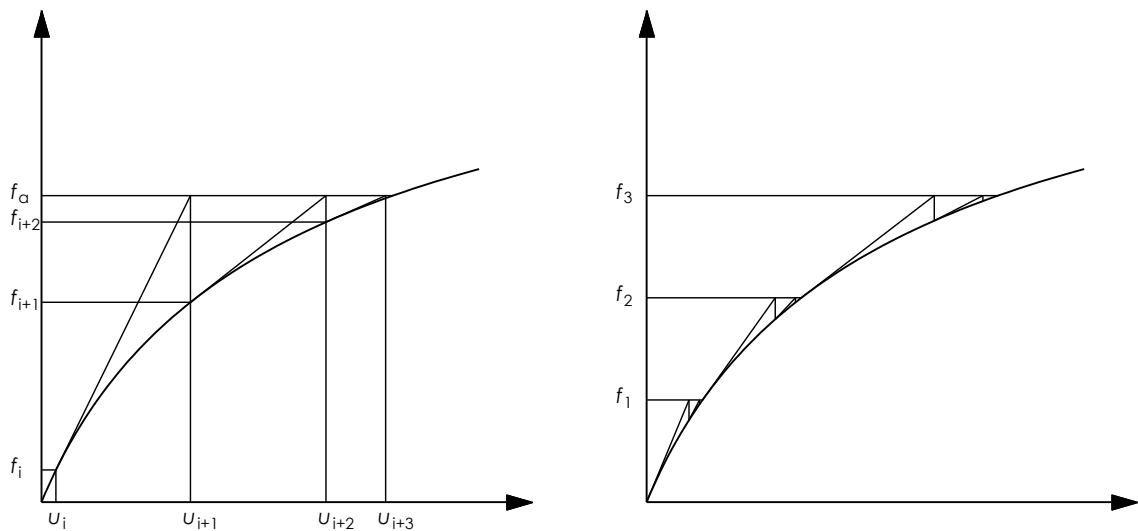


Abbildung 4.9: Schematische Darstellung der klassischen NEWTON-RAPHSON-Iteration (links) sowie der NEWTON-RAPHSON-Iteration mit inkrementeller Lastaufbringung (rechts)

Die Iteration wird so lange durchgeführt bis das Lastresiduum im vorgegebenen Konvergenzbereich liegt. Dabei wird die Tangentensteifigkeitsmatrix K^T für jede Gleichgewichtsiteration angepasst, vgl. Abbildung 4.9 (links).

$$K^T \cdot \Delta u_i = f_a - f_i \quad (4.34)$$

Insbesondere bei der Berücksichtigung großer Verformungen ist es oft schwierig, ein Gleichgewicht zu finden. Ein Gleichgewicht kann oftmals nur dann gefunden werden, wenn die Belastung in mehreren Schritten (inkrementell) aufgebracht wird. In jedem Lastinkrement erfolgt eine Iteration bis das Lastresiduum eine vorgegebene Abbruchschranke unterschreitet, vgl. Abbildung 4.9 (rechts).

Das Newton-Raphson-Verfahren ist ein lastgesteuertes Verfahren, bei welchem sich Extrempunkte nicht überwinden lassen. Zur Erfassung des abfallenden Lastpfads einer Last-Verformungskurve eignet sich im Allgemeinen das Bogenlängenverfahren. Abweichend zum NEWTON-RAPHSON-Verfahren wird beim Bogenlängenverfahren neben der Verformung auch das Lastniveau nach jedem Iterationsschritt angepasst, vgl. NASDALA 2015. Dadurch lässt sich die Iterationsrichtung ändern, so dass Extrempunkte bei einer weggesteuerten Berechnung überwunden werden können. Das Bogenlängenverfahren verhält sich allerdings nicht günstig bei schroffen oder unstetigen Nichtlinearitäten, wie zum Beispiel bei linear elastischem, ideal plastischem Werkstoffverhalten.

In ANSYS WORKBENCH 17.0 wird das klassische NEWTON-RAPHSON-Verfahren so lange verwendet, wie die Berechnung stabil verläuft. Daraus folgt, dass das Lastresiduum mit jeder Iteration abnehmen muss bis die Lösung konvergiert. Die Tangentensteifigkeitsmatrix wird dabei für jede Gleichgewichtsiteration aktualisiert. Falls bei der Iteration ein divergierender Trend erkannt wird, verwirft das Programm das Ergebnis der divergierenden Iteration. Anschließend wird diese mit einer gewichteten Kombination der Sekanten- und Tangentensteifigkeitsmatrix neugestartet. Wenn die Iterationen zu einem konvergenten Muster zurückkehren, wird das Programm mit der Tangentensteifigkeitsmatrix fortgesetzt. Auf diese Weise können komplizierte, nichtlineare Problemstellungen und weggesteuerte Berechnungen gelöst werden.

4.5.1 Überprüfung und Absicherung des Berechnungsverfahrens

Zur Validierung der im vorherigen Abschnitt beschriebenen Berechnungsmethodik nach der Plastizitätstheorie wurden Traglastkurven von WOLF 2006 bei Normaltemperatur aber auch Last-Verformungsbeziehungen aus Versuchen an Stützen bei erhöhten Temperaturen von PAULI 2012 ET AL. nachgerechnet.

WOLF 2006 führte Traglastberechnungen nach der Fließzonentheorie für Druckstäbe ohne planmäßige Biegung mit doppelsymmetrischem H-Querschnitt durch. Dabei

verwendete er eine sinusförmige Vorkrümmung mit einer Amplitude von $L/1000$ als geometrische Imperfektion. Eigenspannungen wurden mit einer linearen Verteilung nach ECCS (1984) angesetzt, wie sie in Abbildung 3.4 dargestellt ist. Die geometrisch und physikalisch nichtlineare Berechnung erfolgte nach Theorie II. Ordnung bei Verwendung eines linear elastischen, ideal plastischen Werkstoffgesetzes für Baustahl S235. Davon abweichend wurde bei den Vergleichsrechnungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit die erste Eigenform - skaliert auf ein Maß von $L/1000$ - als geometrische Imperfektion eingelesen. Eigenspannungen wurden ebenfalls mit einer linearen Verteilung gemäß ECCS (1984) berücksichtigt.

In WOLF 2006 werden die Traglasten N_u in bezogener Form gemäß Gleichung (4.35) dargestellt. Stellvertretend für alle Querschnitte der Profilreihen HEA, HEB und HEM mit einem Höhe-Breitenverhältnis $h/b \leq 1,2$ ist der Minimalwert der jeweiligen bezogenen Traglasten χ angegeben.

$$\chi = \frac{N_u}{N_{pl}} = \frac{N_u}{A \cdot f_y} \quad (4.35)$$

Die Minimalwerte der bezogenen Traglasten, welche in der vorliegenden Arbeit für 100 °C mit den Werkstoffgesetzen nach RUBERT/SCHAUMANN 1985 und den Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988 berechnet wurden, werden in Abbildung 4.10 mit den Traglastkurven von WOLF 2006 bei Normaltemperatur verglichen. In beiden Fällen ist der Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung linear elastisch, ideal plastisch. Zum Vergleich werden die jeweiligen Minimalwerte aller Querschnitte aus der HEB-Reihe mit $h/b \leq 1,2$ herangezogen: Insgesamt zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung der bezogenen Traglastkurven für die untersuchten Schlankheitsgrade mit einer maximalen relativen Abweichung von 0,7%.

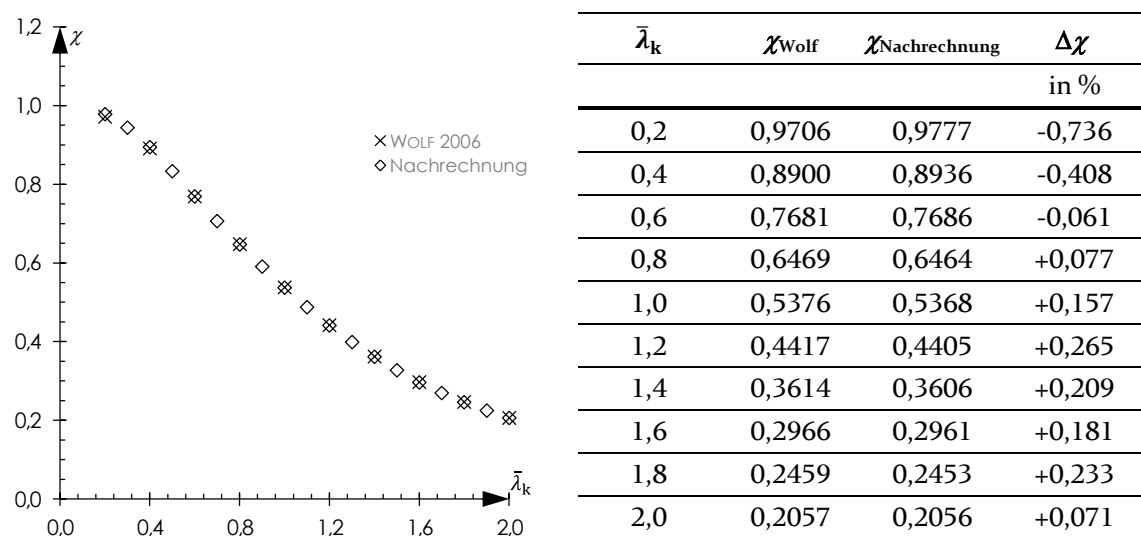


Abbildung 4.10: Gegenüberstellung der Traglasten von WOLF 2006 und den Nachrechnungen

An der ETH Zürich wurden im Zeitraum von 2007 bis 2011 Bauteilversuche bei erhöhten Temperaturen durchgeführt. Die Versuche sowie deren Ergebnisse sind ausführlich dokumentiert in PAULI ET AL. 2012 und PAULI 2012. Die Versuchsdurchführung erfolgte unter stationären Bedingungen. Die Belastung wurde nach Erreichen der Zieltemperatur im Baustahl mit verschiedenen Dehnraten aufgebracht. Bei den meisten Versuchen wurde eine Dehnrates von 0,10% pro Minute gewählt. Das zur Dehnrates zugehörige Werkstoffverhalten wurde zusätzlich mit Hilfe von stationären Warmzugversuchen an Probekörpern aus dem jeweiligen Stützenbauteil ermittelt. Die aufgezeichneten Spannungs-Dehnungsbeziehungen beinhalten Kriecheffekte somit implizit und gelten nur für die gewählte Dehnrates.

Für eine Nachrechnung mit der Methode der finiten Elemente sind die an der ETH Zürich durgeführten Versuche besonders geeignet, da die Versuche stationär durchgeführt wurden und das Werkstoffverhalten bekannt ist. Dazu ist die tatsächliche Querschnitts- sowie Bauteilgeometrie inklusive der gemessenen, geometrischen Imperfektionen ausführlich dokumentiert. Andere Bauteilversuche, zum Beispiel in JANS/MINNE 1982, SFB 148 1977, SCHLEICH ET AL. 1993, ARIBERT/ RANDRIANTSARA 1980 und AZPIAZU/UNANUE 1993, wurden unter instationären Bedingungen durchgeführt. Bei einer konstanten Belastung wurde die Temperatur so lange gesteigert bis ein Stabilitätsversagen auftrat. Solche Versuche bilden das tatsächliche Bauteilverhalten bei einem Brandszenario zwar realistischer ab, sind jedoch für Nachrechnungen weniger geeignet, da das Werkstoffverhalten, insbesondere die Abhängigkeit der Kriechdehnungen von der Aufheizgeschwindigkeit, unbekannt ist. Die Werkstoffgesetze nach RUBERT/SCHAUMANN 1985 haben allerdings Schwierigkeiten, das im stationären Versuch aufgezeichnete Werkstoffverhalten zu beschreiben. Besser geeignet sind die Formulierungen von RAMBERG/OSGOOD 1943, vgl. PAULI 2012. Die Formulierungen von RAMBERG/OSGOOD 1943 wurden mit Best-fit Parametern von PAULI 2012 für die Nachrechnung der Versuche verwendet.

Die Versuche wurden alle an Stützen mit einem doppelsymmetrischen H-Querschnitt HEA 100 aus Baustahl S355 durchgeführt. Die Stützenlänge betrug 1840 mm. Die Stahltemperaturen betrugen im Versuch entweder 400 °C, 550 °C oder 700 °C. Im Finite-Elemente-Modell zur Nachrechnung wurden die im Versuch gemessene geometrische Imperfektion sowie die gemessene Stützengeometrie berücksichtigt. Zusätzlich wurden Eigendehnungen mit einer linearen Verteilung nach ECCS (1984) angesetzt, vgl. Gleichung (3.18). In den Abbildungen 4.11 sind die Versuchsergebnisse mit den entsprechenden Nachrechnungen aus sechs Versuchen gegenübergestellt. Drei Versuche wurden an zentrisch und drei weitere Versuche an exzentrisch gedrückten Stützen durchgeführt. Im Anhang A werden die Eingangsparameter der numerischen Modelle zur Nachrechnung der sechs ausgewählten Versuche aus PAULI ET AL. 2012 angegeben.

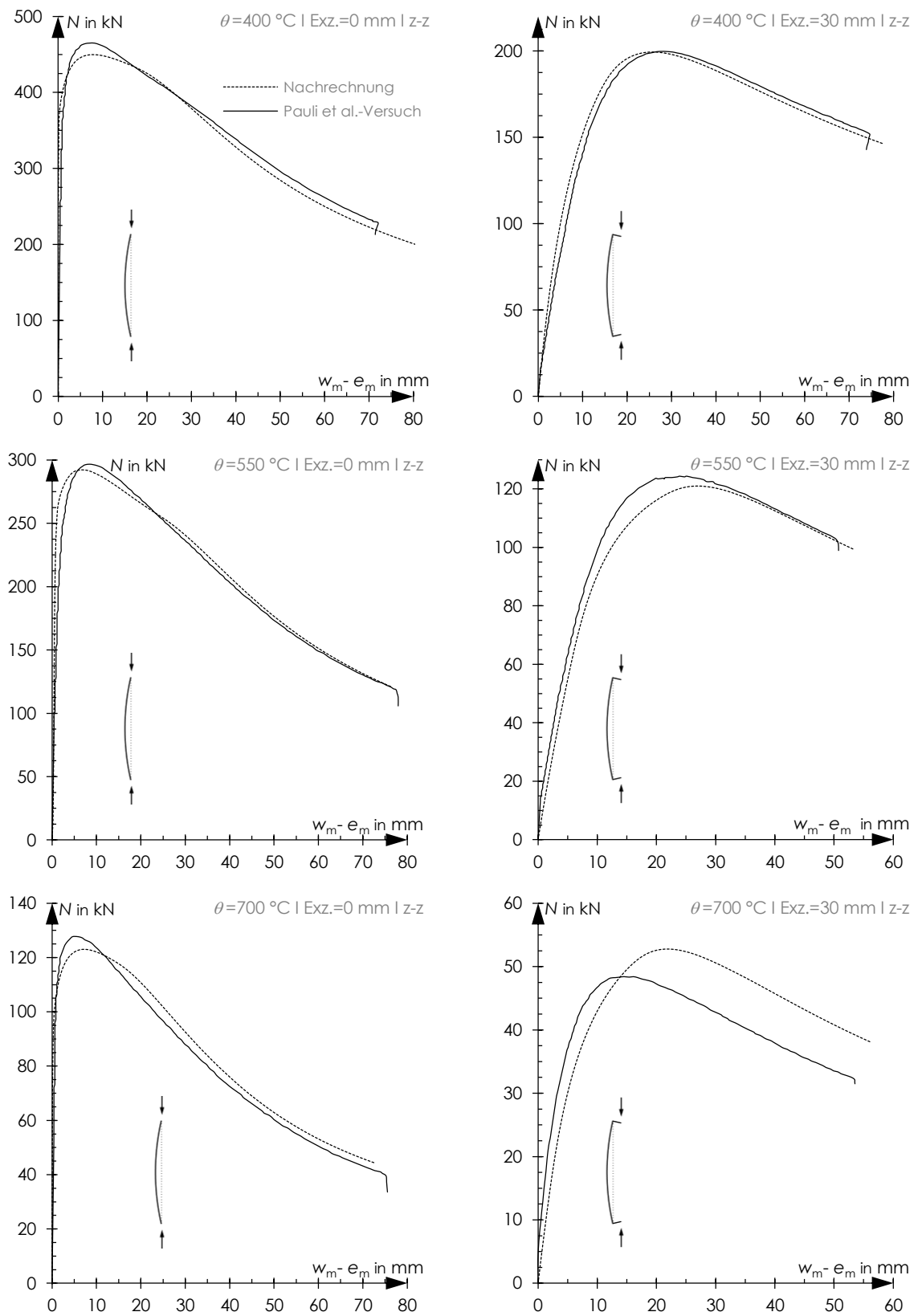


Abbildung 4.11: Last-Verformungskurven aus stationären Versuchen von PAULI ET AL. 2012 (durchgezogene Linie) und aus Nachrechnungen (gestrichelte Linie)

Die Last-Verformungsbeziehungen aus den Versuchen können durch numerische Berechnungen mit der Methode der finiten Elemente treffend abgebildet werden. Für die untersuchten Temperaturen von 400 °C, 550 °C oder 700 °C zeigen sich gute Übereinstimmungen. Dies gilt für den Betrag der Traglast sowie für den Verlauf der Last-Verformungsbeziehungen. Auch Last-Verformungszustände bei einer Ausbildung von großen plastischen Zonen im Stützenbauteil, die dem abfallenden Ast der Last-Verformungsbeziehung zugeordnet sind, können nachgerechnet werden. Zudem deutet sich an, dass der Einfluss der Eigenspannungen auch bei erhöhten Temperaturen nicht vernachlässigbar ist, da die Traglasten der Versuche bei Berücksichtigung von Eigenspannungen in der Nachrechnung größtenteils erreicht werden.

Insgesamt ist die Übereinstimmung auch darauf zurückzuführen, dass sämtliche Parameter, wie die tatsächliche Bauteilgeometrie inklusive der gemessenen geometrischen Imperfektionen und insbesondere das in Warmzugversuchen festgestellte Werkstoffverhalten, in die Modellierung eingeflossen sind. Eine Ausnahme stellt die Nachrechnung des „exzentrischen“ Versuchs bei 700 °C dar. Das Werkstoffverhalten bei 700 °C zeigte im stationären Warmzugversuch für große Dehnungen eine Entfestigung, also einen abfallenden Spannungs-Dehnungsverlauf, welcher mit der Formulierung von RAMBERG-OSGOOD 1943 allerdings nicht abgebildet werden kann, vgl. PAULI 2012. Auch in ANSYS WORKBENCH 17.0 ließ sich die Entfestigung nicht mit dem multilinearen Werkstoffmodell umsetzen, so dass die Spannungen bei großen Dehnungen überschätzt wurden. Dieses Verhalten kann die Überschätzung der Traglast bei der Nachrechnung des exzentrischen Versuchs bei 700 °C erklären.

In Tabelle 4.2 werden die Traglasten aus dem Versuch mit denjenigen aus der Nachrechnung gegenübergestellt.

θ	Exzentrizität	N_{PAULI}	$N_{\text{Nachrechnung}}$	$N_{\text{PAULI}}/N_{\text{Nachr.}}$
in °C	in mm	in kN	in kN	
400	30	200	199	1,005
550	30	124	121	1,025
700	30	49	53	0,925
400	0	466	450	1,036
550	0	297	292	1,017
700	0	128	123	1,041
Mittelwert				1,008
Standardabweichung				0,039

Tabelle 4.2: Gegenüberstellung der Traglasten aus Versuchen von PAULI ET AL. 2012 und aus Nachrechnungen

4.5.2 Last-Verformungskurven und Traglasten bei erhöhten Temperaturen

Im folgenden Absatz wird das Last-Verformungsverhalten von zentrisch belasteten Stützen nach der Plastizitätstheorie für erhöhte Temperaturen beschrieben. Hierzu wurden numerische Berechnungen mit dem Programm ANSYS WORKBENCH 17.0 durchgeführt. Die Modellierung erfolgte gemäß den Darstellungen in den vorherigen Absätzen.

Für Stützen mit doppelsymmetrischen H-Querschnitten wird untersucht, wie sich die Profilgeometrie, Eigenspannungen und Stahlgüte auf das Last-Verformungsverhalten sowie die Traglast auswirken. Dazu wurden die Berechnungsparameter gemäß Tabelle 4.3 variiert. Es wurde ausschließlich der Fall mit Krümmungen um die schwache Achse bei einer beidseitig gelenkigen Lagerung untersucht. Insgesamt ergaben sich 1026 Modelle, die weggesteuert in jeweils 100 Verformungsstufen berechnet wurden.

Basisstudie (mit Eigenspannungen)

Querschnitt	HEB 140; HEB 360
Schlankheitsgrad	$\bar{\lambda}_k = \{0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 0,6; 0,7; 0,8; 0,9; 1,0; 1,1; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,7; 1,8; 1,9; 2,0\}$
Stahltemperatur	$\theta_a = \{100\text{ °C}; 200\text{ °C}; 300\text{ °C}; 400\text{ °C}; 500\text{ °C}; 600\text{ °C}; 700\text{ °C}\}$
Stahlgüte	S235; S355; S460M

Ergänzungsstudie 1 (ohne Eigenspannungen)

Querschnitt	HEB 360
Schlankheitsgrad	$\bar{\lambda}_k = \{0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 1,4; 1,6; 1,8; 2,0\}$
Stahltemperatur	$\theta_a = \{100\text{ °C}; 200\text{ °C}; 300\text{ °C}; 400\text{ °C}; 500\text{ °C}; 600\text{ °C}; 700\text{ °C}\}$
Stahlgüte	S235; S355; S460M

Ergänzungsstudie 2 (mit Verfestigung)

Querschnitt	HEB 360
Schlankheitsgrad	$\bar{\lambda}_k = \{0,2; 0,3; 0,4; 1,0\}$
Stahltemperatur	$\theta_a = \{100\text{ °C}; 200\text{ °C}; 300\text{ °C}\}$
Stahlgüte	S235

Ergänzungsstudie 3 (Querschnittsverallgemeinerung)

Querschnitt	HEM 300; HEB 300; HEA 360
Schlankheitsgrad	$\bar{\lambda}_k = \{0,7; 1,6\}$
Stahltemperatur	$\theta_a = 500\text{ °C}$
Stahlgüte	S235

Tabelle 4.3: Eingrenzung der Parameter für die numerischen Berechnungen

Die verwendeten Eigenspannungsverteilungen gelten für doppelsymmetrische H-Querschnitte mit einem Höhe-Breitenverhältnis $h/b \leq 1,2$. Unter allen HEB-

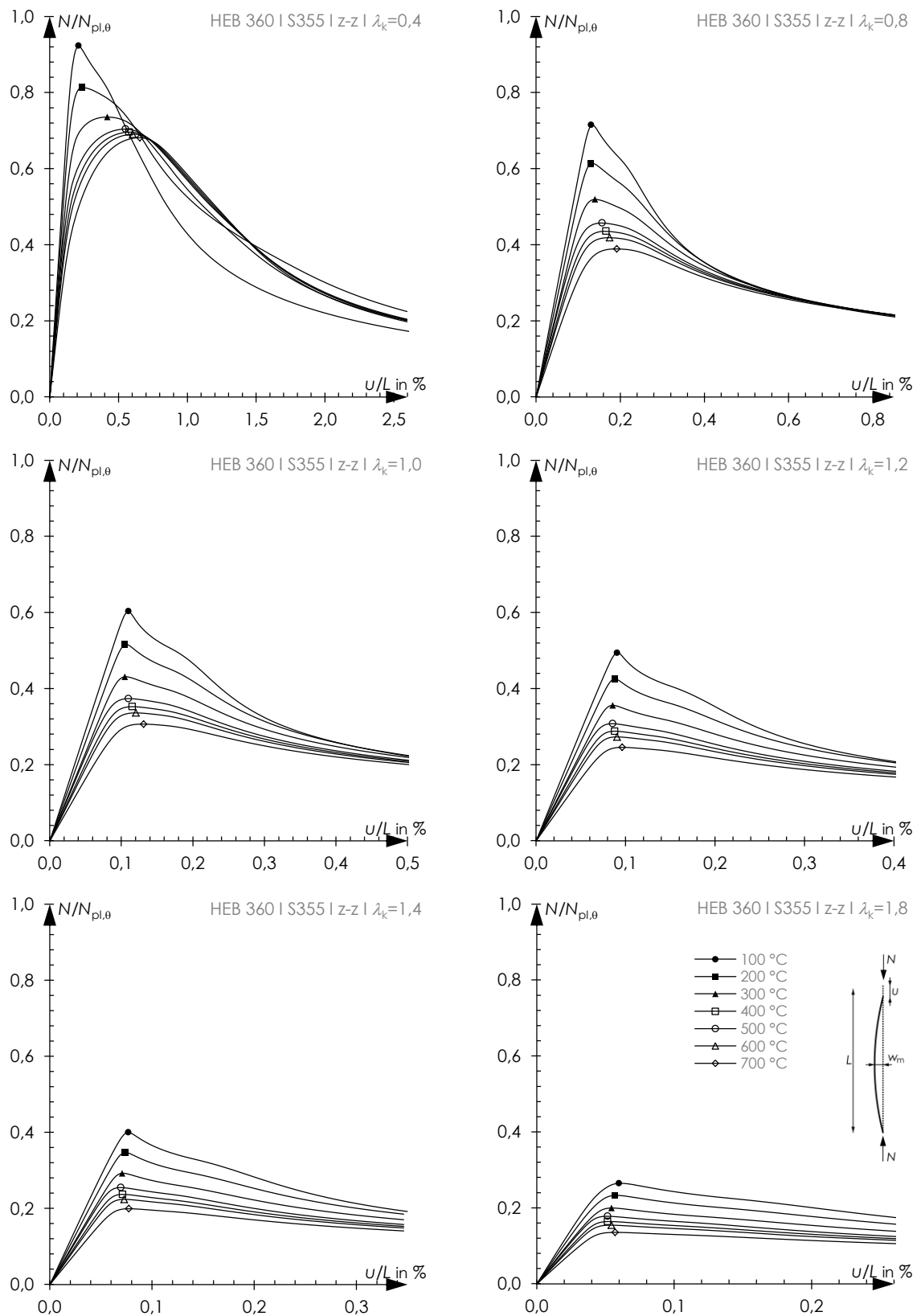
Querschnitten, die ein Höhe-Breitenverhältnis $h/b \leq 1,2$ aufweisen, kann das Stegflächenverhältnis zwischen 0,219 (HEB 140) und 0,254 (HEB 360) eingegrenzt werden, vgl. Anhang B. Die Berechnungen wurden für diese beiden Grenzwerte durchgeführt.

In den Abbildungen 4.12 und 4.13 werden zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens zentrisch belasteter Stützen Last-Verformungskurven für Bauteiltemperaturen von 100 °C bis 700 °C in bezogener Darstellung angegeben. Sie gehen aus den numerischen Berechnungen für den Querschnitt HEB 360 aus Baustahl S355 hervor. Die Kurvenscharen werden für sechs ausgewählte Maße des Schlankheitsgrades $\bar{\lambda}_k$ bei Normaltemperatur dargestellt. Es erfolgt eine Unterscheidung zwischen dem Last-Verformungsverhalten für Auslenkungen w_m rechtwinklig zur Stützenachse (Abbildungen 4.13) und dem Last-Verformungsverhalten für Verschiebungen u in Richtung der Stützenachse (Abbildungen 4.12). Die bezogenen N/u -Kurven können als Kennlinie einer Wegfeder gelesen werden, welche das Tragverhalten in Richtung der Stützenachse repräsentiert. Alle Kurven zeigen den Verlauf bis zum Erreichen der Traglast sowie den Verlauf des abfallenden Last-Verformungspfads.

Mit zunehmenden Temperaturen geht nicht nur eine Reduktion der absoluten Traglasten sondern auch der bezogenen Traglasten einher. Dies ist vor allem durch die Tatsache begründet, dass bei erhöhten Temperaturen die Proportionalitätsgrenze und der Elastizitätsmodul stärker abfallen als die Fließgrenze. In den N/w_m -Diagrammen (Abbildungen 4.13) ist zusätzlich die Funktion der plastischen Querschnittstragfähigkeit $N_{lim,z}$ gemäß den Gleichungen (4.14) in bezogener Form eingetragen. Diese konvergiert im abfallenden Lastpfad mit den bezogenen Last-Verformungskurven für 100 °C. Die Querschnittstragfähigkeit wird hier vollständig ausgenutzt. Bei höheren Temperaturen kann eine vollständige Ausnutzung der Querschnittstragfähigkeit wegen des nichtlinearen Werkstoffverhaltens oberhalb der Proportionalitätsgrenze hingegen erst bei sehr großen Verformungen erreicht werden.

Bei gedrungenen Stützen mit $\bar{\lambda}_k \leq 0,4$ wird eine vollständige Ausnutzung der Querschnittstragfähigkeit in einem begrenzten Verformungsbereich erreicht. Bei sehr großen Verformungen divergieren die bezogenen Last-Verformungskurven der numerischen Berechnung und der plastischen Querschnittstragfähigkeit $N_{lim,z}$. Die Ursache hierfür sind lokale Beuleffekte in den Flanschen sowie im Steg, vgl. Abbildung 4.14.

Eine Beulenbildung setzt erst bei Verformungen ein, die dem abfallenden Last-Verformungspfad zugeordnet sind. Daraus folgt, dass die Traglasten nicht durch Beuleffekte beeinflusst werden. In diesem Zusammenhang ist auch anzumerken, dass auf Grund der Querschnittsidealisierung mit Vernachlässigung der Walzausrundungen der Beulwiderstand der einzelnen Bleche unterschätzt wurde. Allgemein gilt, dass die Beulanfälligkeit mit zunehmender Stahlgüte und zunehmender Beulschlankheit der einzelnen Bleche steigt, vgl. KNOBLOCH 2007 und KNOBLOCH/FONTANA 2007.



Abbildungen 4.12: Bezogene Last-Verformungskurven für Verformungen in Stabrichtung bei erhöhten Temperaturen

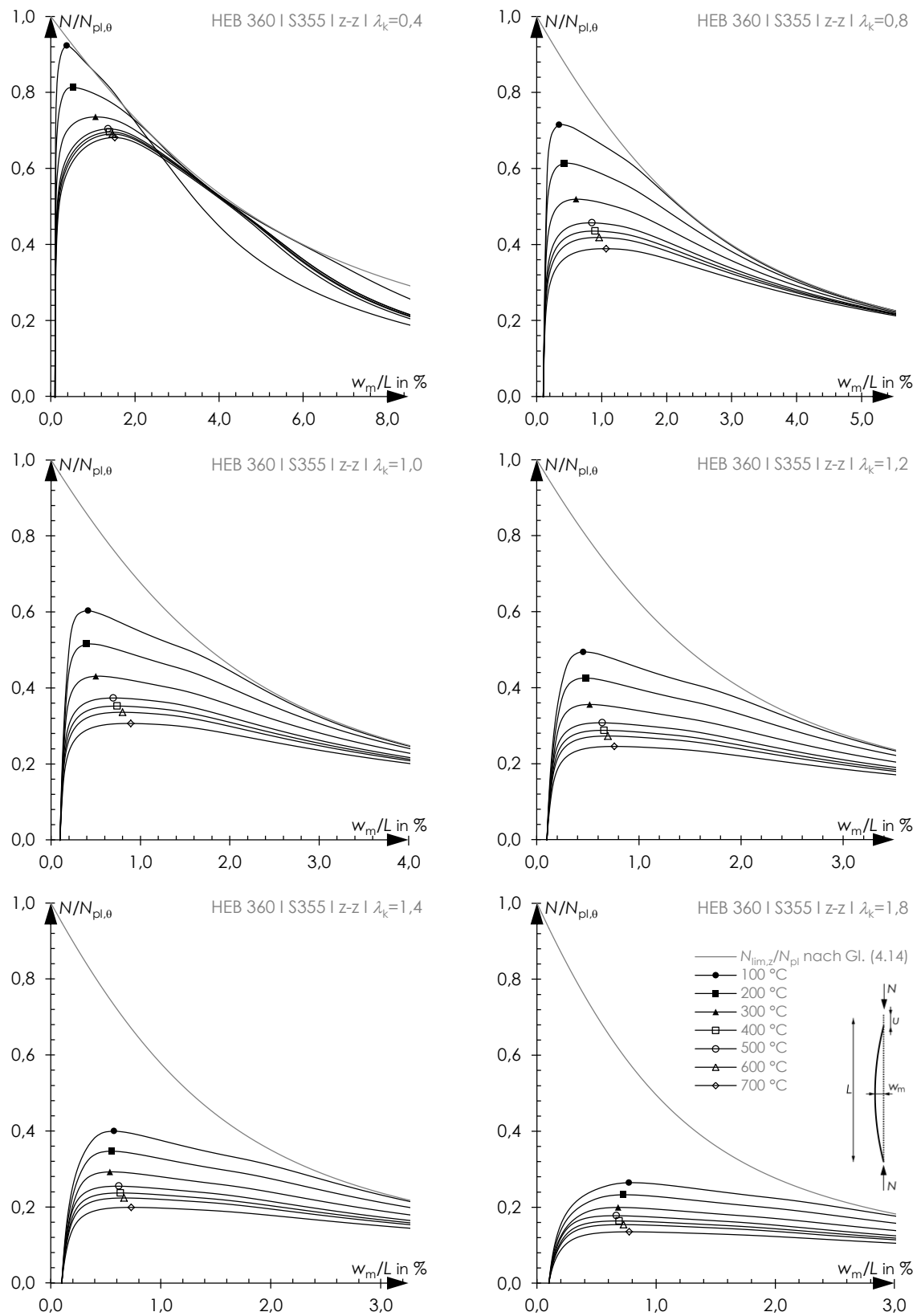


Abbildung 4.13: Bezogene Last-Verformungskurven für Auslenkungen quer zur Stabachse bei erhöhten Temperaturen

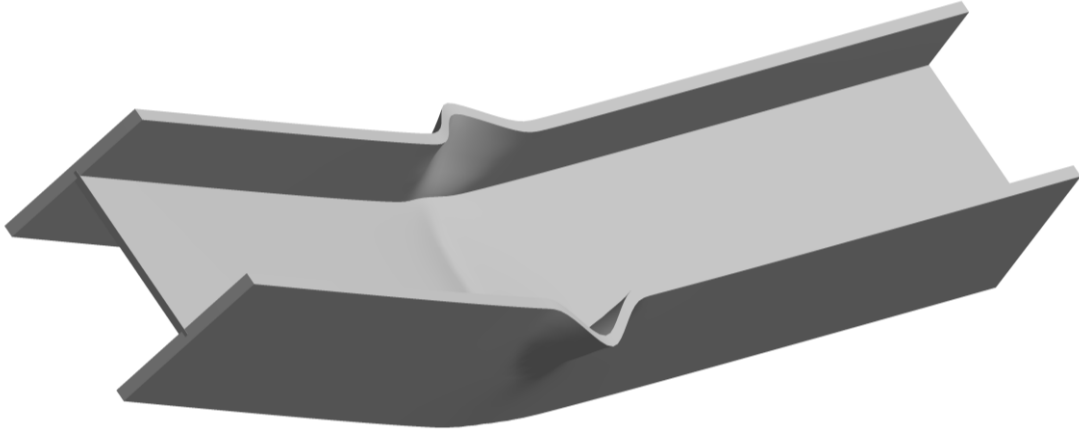


Abbildung 4.14: Verformungsfigur einer gedruckten Stütze ($\bar{\lambda}_k = 0,4$) bei 100 °C und $u/L = 2,5\%$ für den Querschnitt HEB 360 aus Baustahl S355

Wenn die temperaturabhängigen Traglasten $N_{u,\theta}$ aus den einzelnen Last-Verformungskurven über dem Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_k$ aufgetragen werden, lassen sich mit Hilfe der eingezeichneten Punkte Traglastkurven für die untersuchten Temperaturniveaus konstruieren. In den Abbildungen 4.15 sind Traglastkurven in bezogener Form dargestellt: χ_θ beschreibt das Verhältnis von $N_{u,\theta}$ zur temperaturabhängigen vollplastischen Normalkrafttragfähigkeit $N_{pl,\theta}$ nach Gleichung (4.36).

$$\chi_\theta = \frac{N_{u,\theta}}{N_{pl,\theta}} = \frac{N_{u,\theta}}{A \cdot f_y \cdot k_{y,\theta}} \quad (4.36)$$

Eine Darstellung der bezogenen Traglasten χ_θ über dem temperaturabhängigen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{k,\theta}$ eignet sich für eine Gegenüberstellung mit der Knicklinie χ_{fi} bei erhöhten Temperaturen nach DIN EN 1993-1-2 (2010), vgl. Abbildung 4.15 (Mitte). Der Vergleich zeigt, dass die Knicklinie χ_{fi} nach DIN EN 1993-1-2 (2010) die bezogenen Traglastkurven χ_θ für 400 °C bis 700 °C überschreitet. Für eine Stütze mit $\bar{\lambda}_{k,\theta} = 0,7$ wird die Traglast beispielsweise um 19% übertroffen. Im Bereich sehr schlanker Stützen mit $\bar{\lambda}_{k,\theta} \geq 2,0$ stimmen die Kurven überein. Die Traglastkurven für 100 °C bis 200 °C liegen oberhalb der Knicklinie nach DIN EN 1993-1-2 (2010).

Die Abweichungen resultieren vorwiegend aus der Tatsache, dass die Knicklinie der DIN EN 1993-1-2 (2010), die auf TALAMONA ET AL. 1997 und FRANSSEN ET AL. 1998 zurückgeht, an Versuchsergebnissen kalibriert wurde. Den im Rahmen dieser Arbeit berechneten Traglastkurven liegen die Werkstoffgesetze von RUBERT/SCHAUMANN 1985 mit den Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988 zu Grunde. Diese Werkstoffgesetze sind an eine Aufheizgeschwindigkeit von 10 K/min gekoppelt.

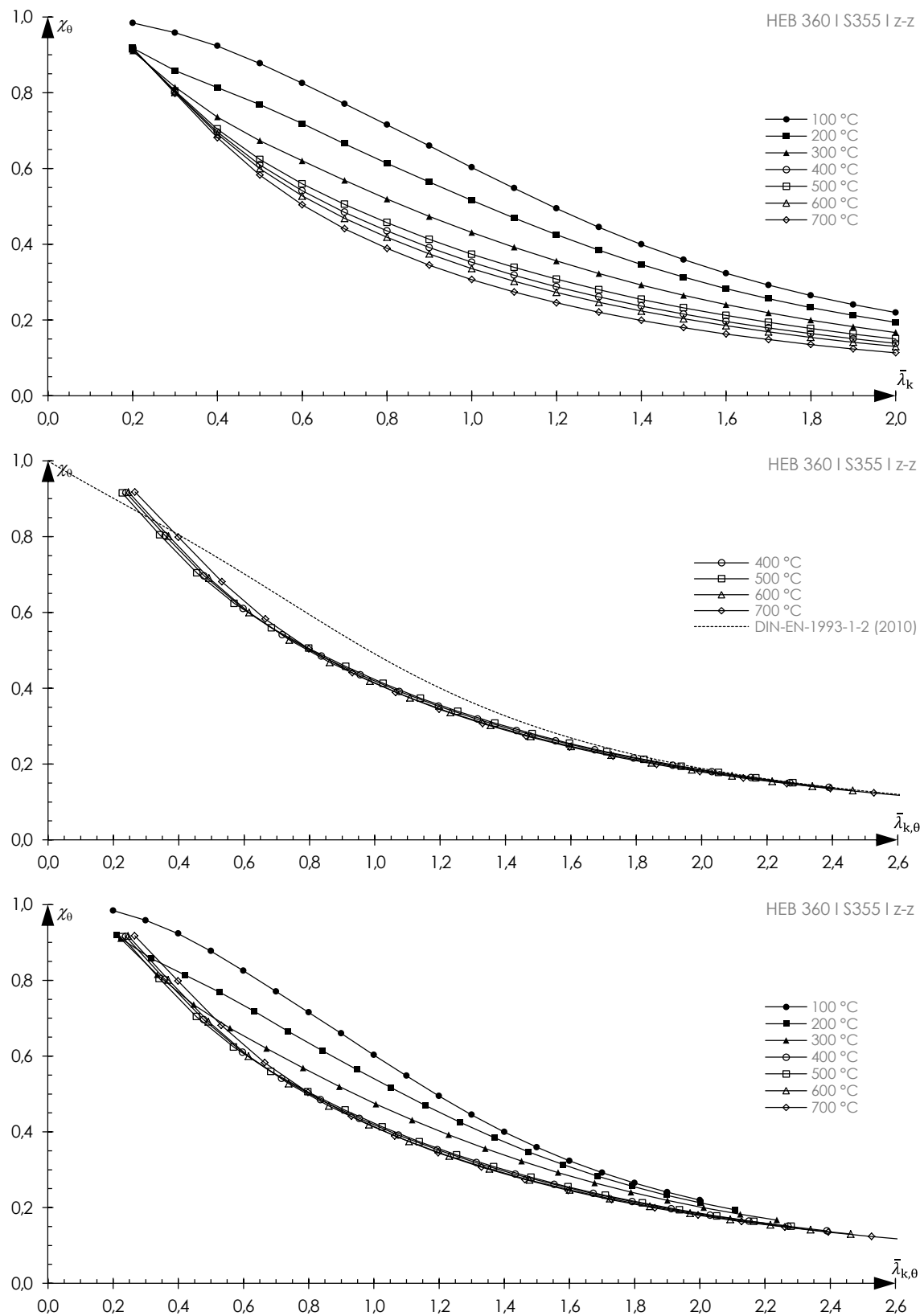


Abbildung 4.15: Bezogene Traglastkurven bei erhöhten Temperaturen: Für den Schlankheitsgrad bei Normaltemperatur (oben) sowie bei erhöhten Temperaturen (Mitte und unten)

4.6 Einflüsse auf das Tragverhalten von Stützen bei erhöhten Temperaturen

4.6.1 Eigenspannungseinflüsse

In Kapitel 3 wurde gezeigt, dass Eigenspannungen das Tragverhalten doppelsymmetrischer H-Querschnitte auch bei erhöhten Temperaturen beeinflussen. Um den Einfluss von Eigenspannungen auf der Bauteilebene zu erfassen, werden in diesem Abschnitt Bauteilberechnungen mit dem Ansatz von Eigendehnungen denjenigen ohne Berücksichtigung von Eigendehnungen gegenübergestellt. In Abbildung 4.16 sind entsprechende Last-Verformungskurven für verschiedene Temperaturniveaus angegeben: Im elastischen Anfangsbereich verhalten sich die Kurven identisch, ebenso im abfallenden Last-Verformungspfad wenn die vollständige Querschnittstragfähigkeit erreicht ist. Im Bereich der Traglast weichen die Kurven wegen des Eigenspannungseinflusses voneinander ab. Da die Proportionalitätsgrenze beim Vorhandensein von Eigenspannungen bereits bei kleineren Verformungen in den Randfasern erreicht wird, flacht die zugehörige Last-Verformungskurve frühzeitig ab. Die Traglast ist entsprechend kleiner.

In den Abbildungen 4.17 erfolgt eine Auswertung der Verhältniswerte der Traglasten mit Eigenspannungen zu denjenigen ohne Eigenspannungen für Baustahl S235, S355 und S460M. Die Kurven zeigen, dass die Traglastminderungen für Schlankheitsgrade zwischen 0,8 und 1,4 am größten ausfallen. In Relation zur temperaturabhängigen Traglast sind traglastmindernde Effekte aus Eigenspannungen bei Normaltemperatur nicht größer als bei erhöhten Temperaturen. Sie sind also auch bei Bauteilberechnungen für erhöhte Temperaturen nicht vernachlässigbar. Da das Maß der Eigenspannungen unabhängig von der Stahlgüte ist, nimmt der traglastmindernde Einfluss mit zunehmender Stahlgüte ab.

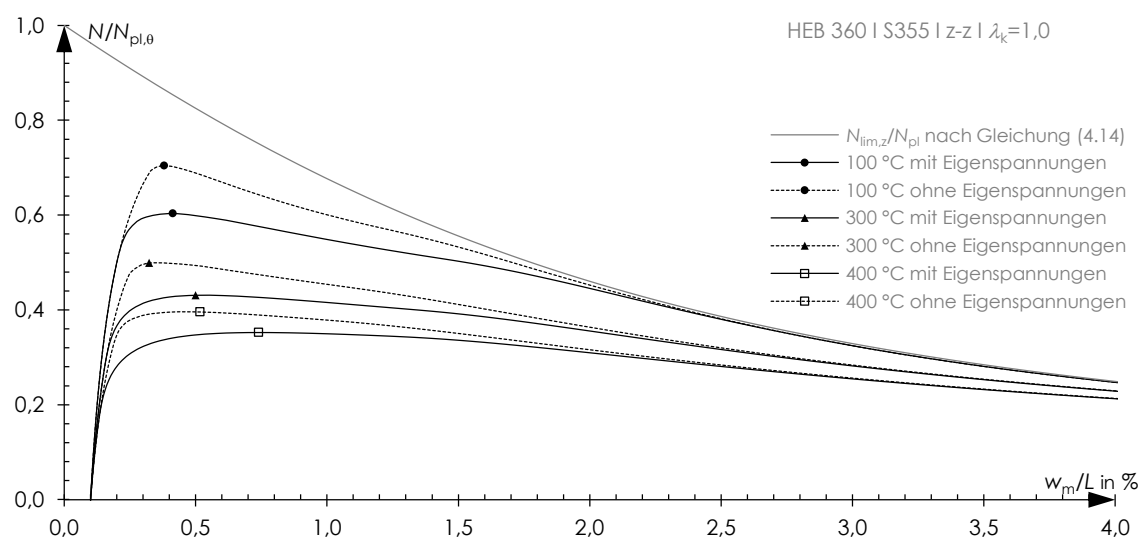


Abbildung 4.16: Bezogene Last-Verformungskurven bei erhöhten Temperaturen: Mit Eigenspannungen (durchgezogene Linie) und ohne Eigenspannungen (gestrichelte Linie)

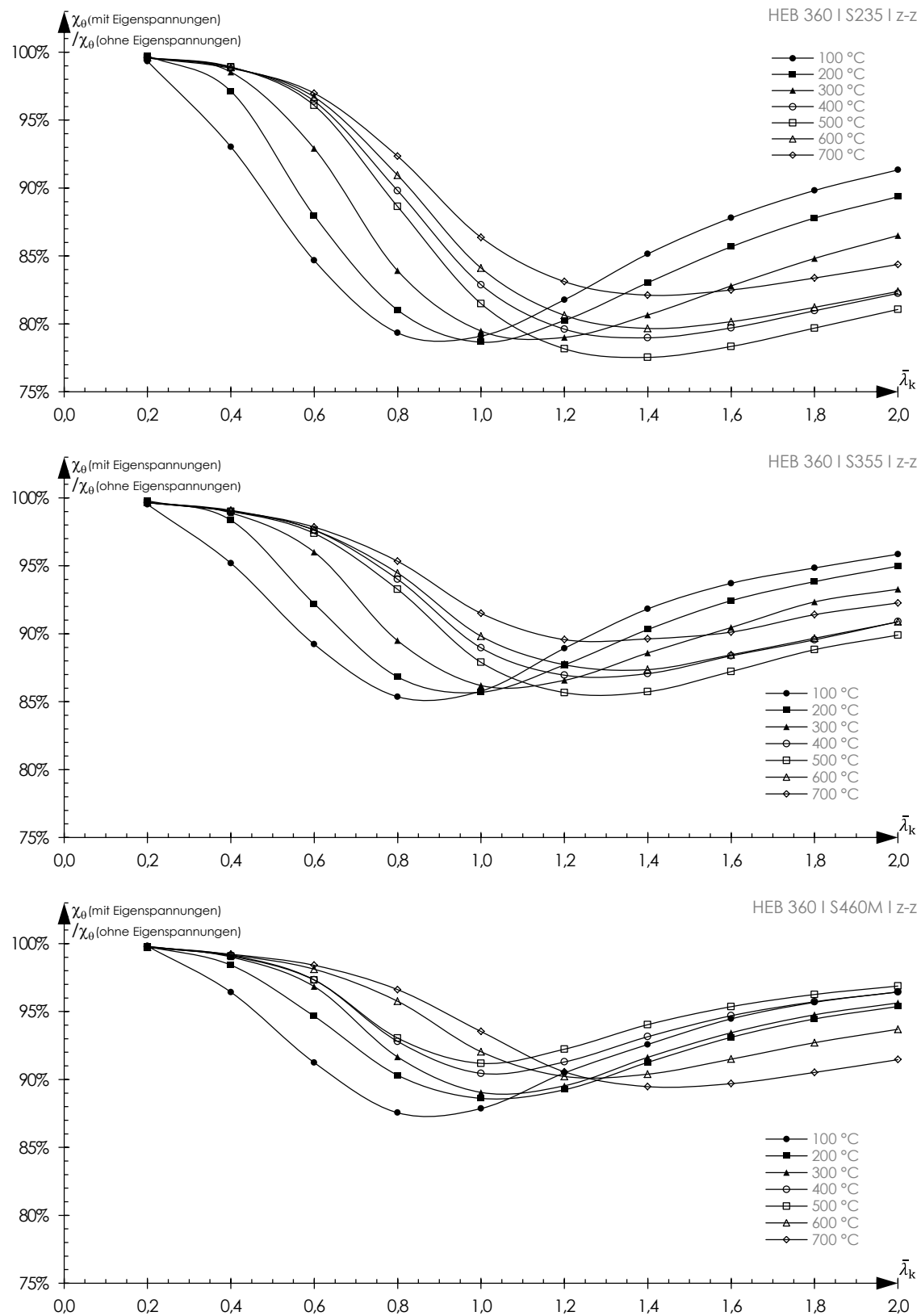


Abbildung 4.17: Traglastverhältnisse: Traglasten ohne Berücksichtigung von Eigenspannungen bezogen auf die Traglasten mit Eigenspannungen; S235 (oben), S355 (Mitte), S460M (unten)

4.6.2 Einfluss der Stahlgüte

In diesem Abschnitt soll dargestellt werden, welche Traglastunterschiede sich für die unterschiedlichen Stahlgüten S235, S355 und S460M ergeben. Im vorherigen Abschnitt wurde hierzu bereits gezeigt, dass bei zunehmender Festigkeit des Baustahls die Reduktion der bezogenen Traglast durch den Einfluss von Eigenspannungen kleiner ausfällt, da das Maß der Eigenspannungen unabhängig von der Stahlgüte ist.

In Abbildung 4.18 werden bezogene Traglastkurven des Querschnitts HEB 360 bei Temperaturen von 100 °C und 500 °C für unterschiedliche Stahlgüten gezeigt. Es wird deutlich, dass mit einer zunehmenden Stahlgüte eine Steigerung der bezogenen Traglasten χ_0 verbunden ist.

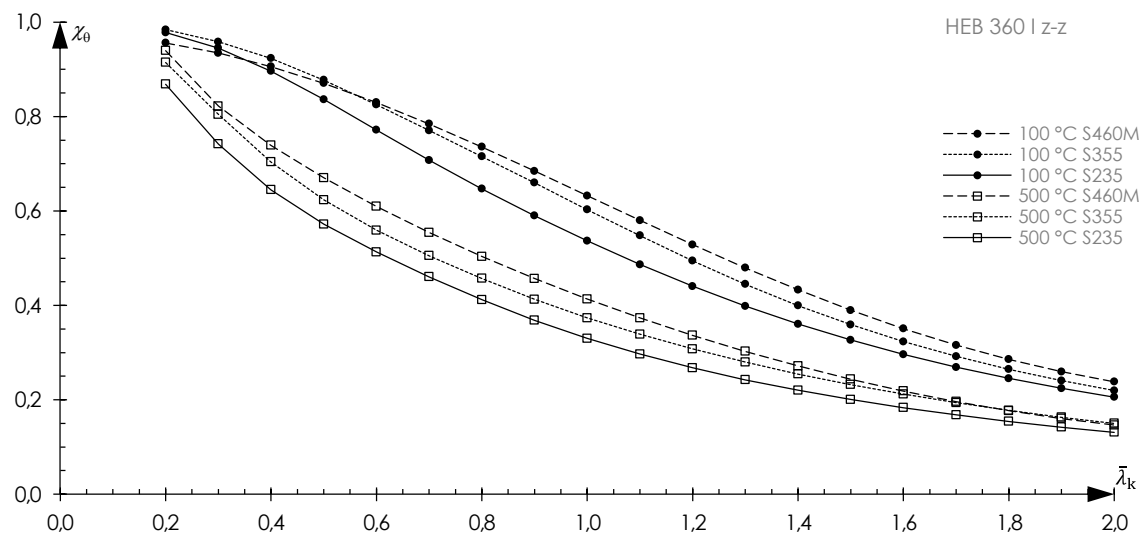


Abbildung 4.18: Bezogene Traglasten für verschiedene Stahlgüten

Bei einer Entwurfsaufgabe ist eine Stütze für eine feststehende Knicklänge so auszulegen, dass der Absolutwert der Traglast $N_{u,0}$ nicht durch die äußere Belastung erreicht wird. In Abbildung 4.19 ist dargestellt, welche absoluten Traglasten $N_{u,0}$ sich jeweils bei Verwendung der Stahlgüten S235, S355 und S460M ergeben. Um geometrisch identische Bauteile mit unterschiedlichen Stahlgüten vergleichen zu können, sind die absoluten Traglasten aller Stahlgüten über dem Schlankheitsgrad für Baustahl S235 aufgetragen. Bei einer für alle Stahlgüten konstanten Stützenlänge wird der zum Baustahl S235 äquivalente Schlankheitsgrad nach Gleichung (4.37) berechnet.

$$\bar{\lambda}_k(f_y) = \sqrt{\frac{f_y}{235 \text{ N/mm}^2}} \cdot \bar{\lambda}_{k,S235} \quad (4.37)$$

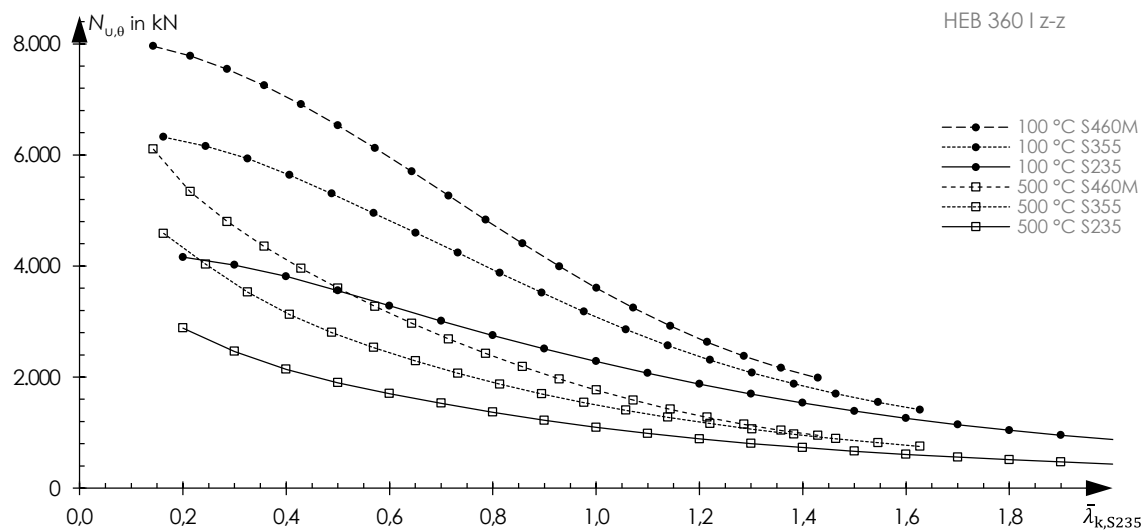


Abbildung 4.19: Traglastkurven (Absolutwerte) für verschiedene Stahlgüten

Bei einer Stahltemperatur von 500 °C und einer Knicklänge, die für Baustahl S235 zu einem Schlankheitsgrad von 0,8 führt, ergibt sich eine Traglaststeigerung um 39% für den Baustahl S355. Die Traglast der gleichen Stütze aus Feinkornbaustahl S460M ist um 74% größer als bei Baustahl S235. Traglaststeigerungen fallen jedoch geringer aus als die entsprechenden Steigerungen der Fließgrenzen.

Die Darstellung zeigt deutlich, in welchen Fällen die Wahl eines hochfesten Baustahls zu einer sinnvollen Steigerung der Traglast führt: Mit zunehmendem Schlankheitsgrad relativiert sich der Einsatz hochfester Stähle. Dieser Effekt gilt sowohl bei Normaltemperatur als auch bei erhöhten Temperaturen. Die Traglaststeigerung für eine Stütze aus Feinkornbaustahl S460M beträgt beispielsweise bei 500 °C und $\bar{\lambda}_{k,S235} = 1,4$ nur noch 35%.

4.6.3 Verfestigungseinflüsse

Um den Einfluss von Werkstoffverfestigungen auf das Tragverhalten von Stützen bei erhöhten Temperaturen bewerten zu können, wurden bei den numerischen Berechnungen die Werkstoffgesetze um den Verfestigungsansatz nach ANHANG A der DIN EN 1993-1-2 (2010) ergänzt. Verfestigungen des Werkstoffs ergeben sich bei Dehnungen größer als 2% und bei Temperaturen bis maximal 400 °C.

Wie in Abschnitt 3.3.2 dargestellt, nehmen die inneren Biege widerstände doppelsymmetrischer H-Querschnitte durch die Verfestigung des Werkstoffs bei sehr großen Krümmungen zu. Es wurde jedoch in Frage gestellt, ob sich die sehr großen Krümmungen bei Stützen mit einem baupraktisch relevanten Schlankheitsgrad überhaupt

einstellen, so dass durch den Verfestigungsansatz eine Traglaststeigerung erreicht werden kann.

In den Abbildungen 4.20 werden Last-Verformungskurven angegeben, die mit dem Verfestigungsansatz berechnet wurden, und den entsprechenden Vergleichskurven ohne die Berücksichtigung von Verfestigungen gegenübergestellt.

Bei großen Verformungen stellen sich in einer gedrunenen Stützen mit $\bar{\lambda}_k = 0,2$ größere Normalkräfte ein, wenn Verfestigungen berücksichtigt werden. Vorwiegend in gedrunenen Stützen werden große Krümmungen in der Stabmitte und somit große Dehnungen in den Randfasern des Querschnitts erreicht. Der Ansatz von Verfestigungen führt jedoch auch bei $\bar{\lambda}_k = 0,2$ zu keiner nennenswerten Steigerung der Traglast. Große Dehnungen, die erforderlich sind, um Spannungen oberhalb der Fließgrenze zu aktivieren, stellen sich vor allem im abfallenden Last-Verformungspfad nach dem Erreichen der Traglast ein. Mit einer Zunahme des Schlankheitsgrades verringert sich der Einfluss von Verfestigungen. Bei einem Schlankheitsgrad von $\bar{\lambda}_k = 1,0$ können nur noch bei Normaltemperatur, beziehungsweise 100 °C, latente Unterschiede in den Last-Verformungskurven ausgemacht werden, vgl. Abbildung 4.20.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Werkstoffverfestigung vorwiegend für den Nachtraglastbereich im abfallenden Last-Verformungspfad relevant ist. Dies gilt für gedrunene Stützen bei Temperaturen bis 300 °C. Der Einfluss von Verfestigungen nimmt mit Temperaturen über 300 °C wieder ab, vgl. Gleichungen (2.4). Bei schlanken Stützen stellen sich die großen Dehnungen, die erforderlich sind um Werkstoffverfestigungen zu aktivieren, auch im abfallenden Last-Verformungspfad nicht mehr ein.

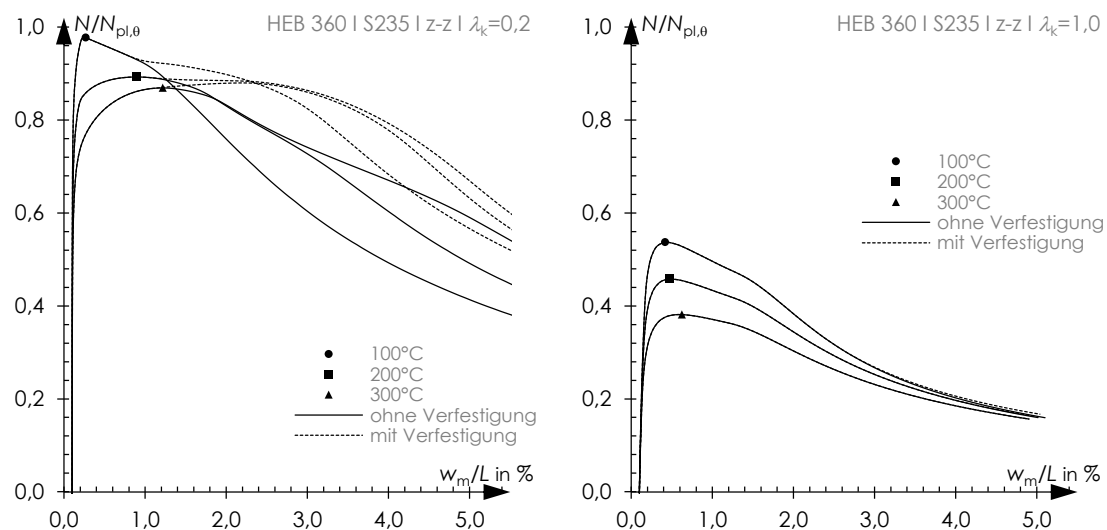


Abbildung 4.20: Bezogene Last-Verformungskurven mit Berücksichtigung von Verfestigungen (gestrichelte Linie) und ohne Berücksichtigung von Verfestigungen (durchgezogene Linie)

4.6.4 Einfluss des Stegflächenanteils und Verallgemeinerung

Im folgenden Abschnitt soll untersucht werden, welchen Einfluss die Querschnittsgeometrie auf die bezogenen Traglasten doppelsymmetrischer H-Querschnitte hat. Dabei wird die Zielsetzung verfolgt, die Beschreibung des Tragverhaltens druckbeanspruchter Stützen mit Hilfe von bezogenen Traglastkurven innerhalb einer Querschnittsgruppe zu verallgemeinern. Die Betrachtung wird für die Regelquerschnitte aus der HEA-, HEB- und HEM-Reihe mit einem Höhe-Breitenverhältnis $h/b \leq 1,2$ vorgenommen, da diese in der Baupraxis häufig als Stützenquerschnitt vorkommen. Dahingegen sind IPE-Querschnitte oder auch andere Querschnitte mit einem Höhe-Breitenverhältnis $h/b > 1,2$ aufgrund der großen Unterschiede der Flächenträgheitsmomente in y- und z-Richtung als Stützenquerschnitt weniger relevant.

Das Stabilitätsverhalten eines Bauteils wird unter anderem durch den Trägheitsradius i , welcher das Verhältnis zwischen Flächenträgheitsmoment I und Fläche A gemäß Gleichung (4.38) beschreibt, beeinflusst.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (4.38)$$

Mit zunehmendem Trägheitsradius verkleinert sich die Stabilitätsgefahr, da Normalkräfte mit Hilfe einer größeren Biegesteifigkeit stabilisiert werden können. Dieser Einfluss wird durch die Schlankheit λ berücksichtigt, vgl. Gleichung (4.39). Die EULERSCHE Knickspannung σ_{cr} als Funktion der Schlankheit gilt dann für sämtliche Querschnittsgeometrien.

$$\lambda = \frac{L_{cr}}{i} \quad (4.39)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \quad (4.40)$$

Die Traglast einer realen Stütze kann allerdings aufgrund des nicht uneingeschränkt linear elastischen Werkstoffverhaltens von Baustahl und wegen des Einflusses von Eigenspannungen und geometrischen Imperfektionen nicht durch die EULERSCHE Knicklast beschrieben werden. Es wurde unter anderem gezeigt, dass das Erreichen der Traglast mit einer Plastizierung des Querschnitts verbunden ist und sich plastische Zonen entlang der Stabachse ausbilden. Der Verlauf der Interaktionskurven, welche eine vollständige Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit beschreiben, ist abhängig vom Stegflächenverhältnis a nach Gleichung (3.4) und somit auch abhängig von der Querschnittsgeometrie. Mit zunehmendem Stegflächenverhältnis verhalten sich die Interaktionskurven bauchiger, vgl. Abschnitt 3.2. Dahingegen ist zu erwarten, dass sich ein größeres Stegflächenverhältnis ungünstig auf die bezogene Traglast auswirkt, da

die Traglast im Wesentlichen von der Tragfähigkeit der Flansche abhängig ist und große Normalkräfte im Steg durch die Flansche stabilisiert werden müssen.

Um festzustellen, inwiefern die Stegflächenverhältnisse aller HEB-Querschnitte mit einem Höhe-Breitenverhältnis $h/b \leq 1,2$ zu Unterschieden in der bezogenen Traglast führen, wurden sämtliche Berechnungen für die Extremfälle mit einem Stegflächenverhältnis von 0,219 (HEB 140) und 0,254 (HEB 360) durchgeführt. In Abbildung 4.21 werden die Traglasten beider Fälle für die Stahlgüte S235 verglichen.

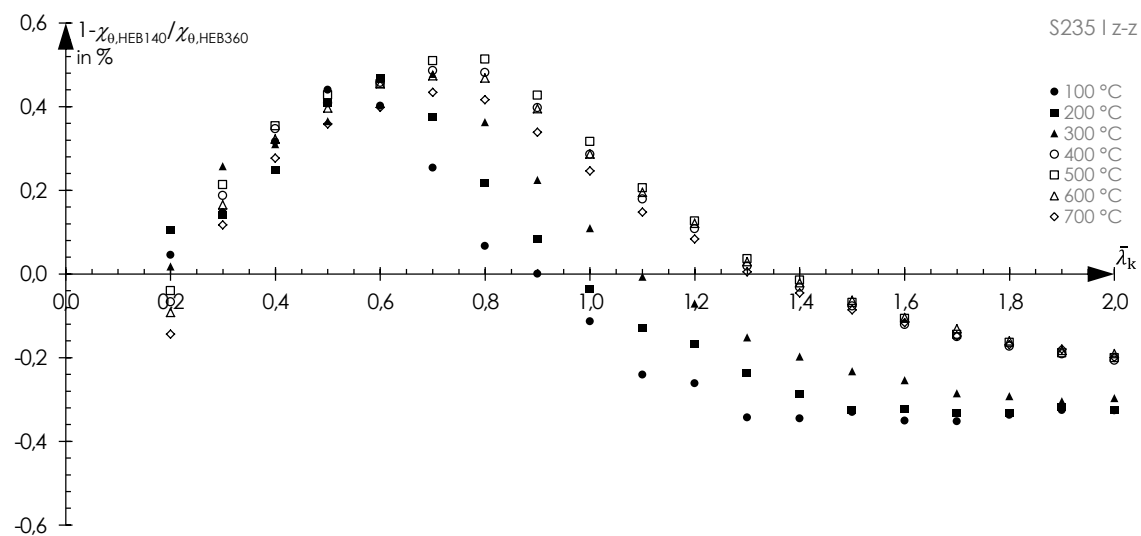


Abbildung 4.21: Traglastvergleich für die Querschnitte HEB 140 und HEB 360

Es stellt sich heraus, dass die Unterschiede zwischen den bezogenen Traglasten der beiden Extremfälle sehr gering sind. Die relative Abweichung beträgt im gesamten Untersuchungsraum weniger als 0,5%. Sowohl bei Normaltemperatur als auch bei erhöhten Temperaturen ergeben sich im Bereich kleiner und mittlerer Schlankheitsgrade ($\bar{\lambda}_{k, \theta} < 0,9$) höhere bezogene Traglasten für den Querschnitt mit einem großem Stegflächenverhältnis. Es wurde in Abschnitt 4.5.2 bereits angedeutet, dass der Ausnutzungsgrad der plastischen Querschnittstragfähigkeit für gedrungene Stützen größer ist als bei schlanken Stützen. Für kleine und mittlere Schlankheitsgrade kommt also der positive Effekt der günstigeren Interaktionsbeziehung zum Tragen. Dieses Verhalten dreht sich im Bereich schlanker Stützen ($\bar{\lambda}_{k, \theta} > 1,0$) um. Die dargestellten Zusammenhänge gelten auch bei erhöhten Temperaturen. Die relativen Abweichungen der bezogenen Traglasten nehmen hier ähnliche Größenverhältnisse an. Der Vorzeichenwechsel bei den relativen Abweichungen verschiebt sich mit zunehmenden Temperaturen etwas in Richtung zu größeren Schlankheitsgraden.

Es wird deutlich, dass die Unterschiede zwischen den minimalen und den maximalen bezogenen Traglasten für alle HEB-Querschnitte mit einem Höhe-Breitenverhältnis

$h/b \leq 1,2$ so gering sind, dass sich für eine Bemessung keine Notwendigkeit unterschiedlicher bezogener Traglastkurven ableiten lässt.

Für die Schlankheitsgrade 0,7 und 1,6 zeichnen sich die größten relativen Abweichungen ab. Zur Absicherung der Verallgemeinerungshypothese wurden für diese Schlankheitsgrade weitere Traglastberechnungen für Querschnitte mit einem Stegflächenverhältnis von 0,202 (HEM 300), 0,230 (HEB 300) und 0,266 (HEA 360) durchgeführt.

Die bezogenen Traglasten für den Querschnitt mit einem Stegflächenverhältnis von 0,230 (HEB 300) liegen zwischen den Vergleichswerten der Grenzfälle aus der HEB-Reihe mit einem Stegflächenverhältnis von 0,219 (HEB 140) und 0,254 (HEB 360). Dies gilt für alle untersuchten Temperaturen. Für die anderen beiden Querschnittsgeometrien ergeben sich nur sehr kleine Überschreitungen beziehungsweise Unterschreitungen ($< 0,25\%$) der bezogenen Traglasten für die Grenzfälle aus der HEB-Reihe, vgl. Abbildung 4.22. Die untersuchten Querschnittsgeometrien decken das vollständige Spektrum der Stegflächenverhältnisse aller Regelquerschnitte aus der HEA-, HEB und HEM-Reihe mit einem Höhe-Breitenverhältnis $h/b \leq 1,2$ ab, vgl. Anhang B.

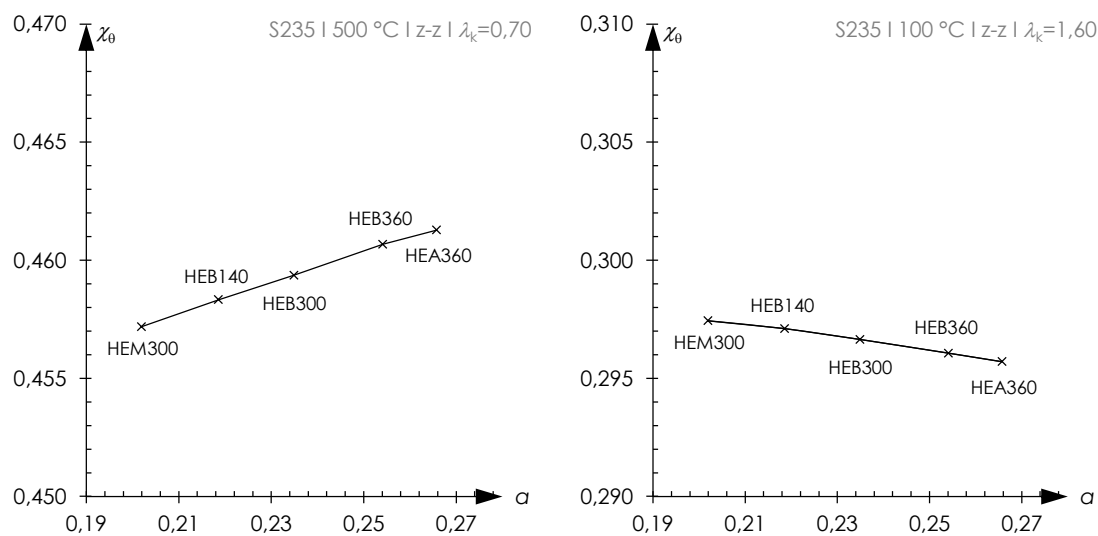


Abbildung 4.22: Einfluss des Stegflächenverhältnisses α auf die bezogene Traglast

In den Abbildungen 4.23 sind für Baustahl S235, S355 und S460M bezogene Traglastkurven dargestellt, die für jeden Schlankheitsgrad jeweils die minimale bezogene Traglast der Extremfälle aus der HEB-Reihe mit einem Stegflächenverhältnis von 0,219 (HEB 140) und 0,254 (HEB 360) anzeigen. Die Ergebnisse sind zusätzlich in den Tabellen 4.4 bis 4.6 angegeben. Sie sollen für alle Regelquerschnitte aus der HEA-, HEB und HEM Reihe mit einem Höhe-Breitenverhältnis $h/b \leq 1,2$ gelten. Sie werden in den folgenden Abschnitten dazu verwendet, baupraktische Bemessungsverfahren zu entwickeln.

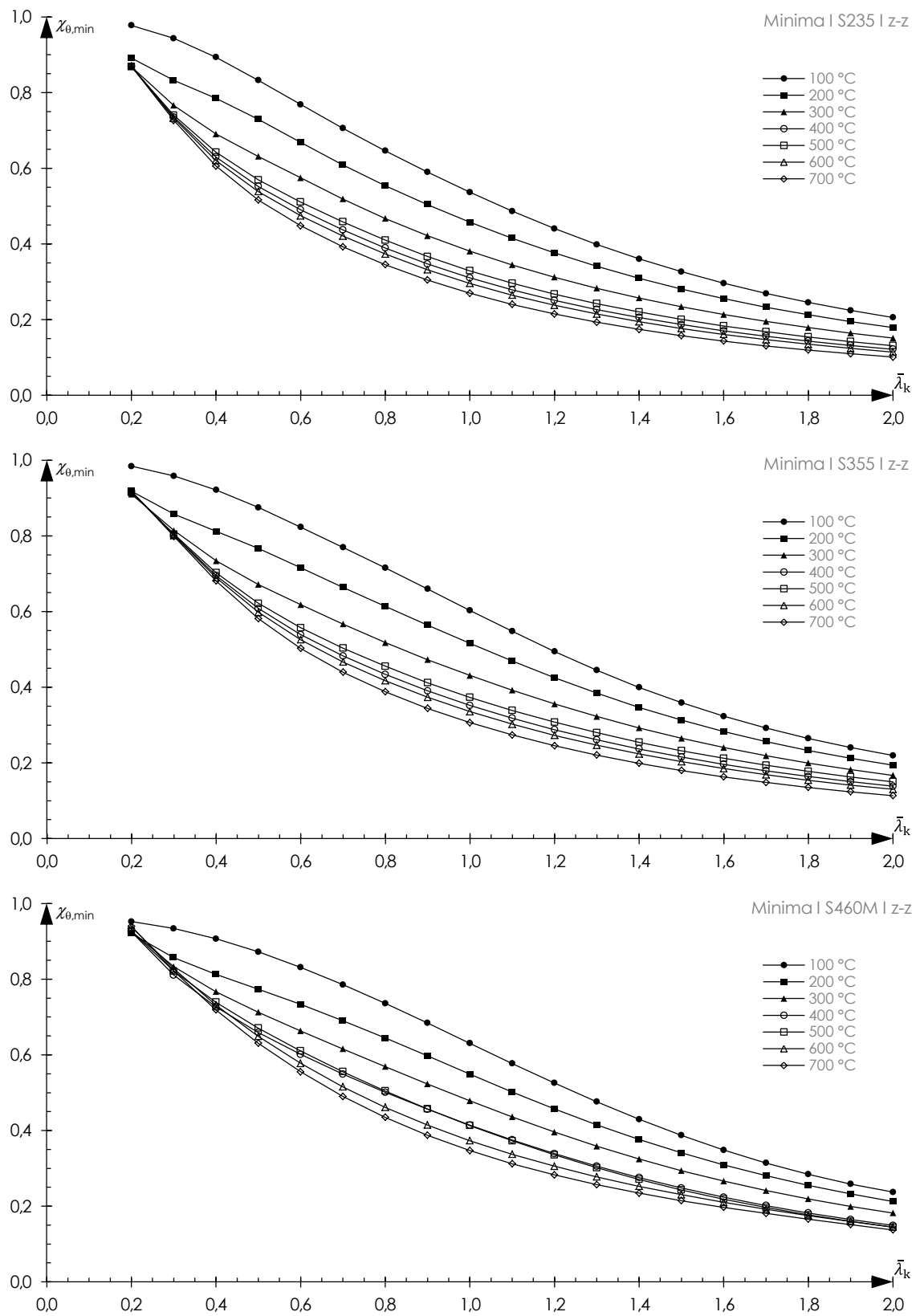


Abbildung 4.23: Minimalwerte der bezogenen Traglasten für die Baustähle S235 (oben), S355 (Mitte) und S460M (unten)

S235	100 °C		200 °C		300 °C		400 °C		500 °C		600 °C		700 °C	
$\bar{\lambda}_k$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,min}$
0,2	0,200	0,978	0,211	0,891	0,224	0,869	0,239	0,869	0,228	0,869	0,246	0,869	0,266	0,870
0,3	0,300	0,944	0,316	0,832	0,335	0,766	0,359	0,735	0,342	0,740	0,369	0,732	0,399	0,727
0,4	0,400	0,894	0,422	0,785	0,447	0,690	0,478	0,630	0,456	0,643	0,493	0,620	0,532	0,606
0,5	0,500	0,833	0,527	0,729	0,559	0,631	0,598	0,552	0,570	0,569	0,616	0,538	0,665	0,516
0,6	0,600	0,769	0,632	0,668	0,671	0,575	0,717	0,490	0,684	0,511	0,739	0,474	0,798	0,448
0,7	0,700	0,706	0,738	0,609	0,783	0,519	0,837	0,437	0,798	0,458	0,862	0,421	0,931	0,392
0,8	0,800	0,646	0,843	0,554	0,894	0,467	0,956	0,389	0,912	0,410	0,985	0,373	1,064	0,345
0,9	0,900	0,590	0,949	0,504	1,006	0,422	1,076	0,347	1,026	0,367	1,108	0,332	1,197	0,305
1,0	1,000	0,537	1,054	0,457	1,118	0,381	1,195	0,310	1,140	0,329	1,231	0,296	1,330	0,270
1,1	1,100	0,487	1,160	0,415	1,230	0,345	1,315	0,278	1,254	0,296	1,354	0,265	1,463	0,240
1,2	1,200	0,441	1,265	0,376	1,342	0,312	1,434	0,251	1,368	0,267	1,478	0,238	1,596	0,215
1,3	1,300	0,399	1,370	0,341	1,453	0,283	1,554	0,227	1,482	0,242	1,601	0,215	1,729	0,193
1,4	1,400	0,361	1,476	0,309	1,565	0,257	1,673	0,206	1,596	0,220	1,724	0,194	1,862	0,174
1,5	1,500	0,327	1,581	0,281	1,677	0,234	1,793	0,187	1,710	0,201	1,847	0,177	1,995	0,158
1,6	1,600	0,296	1,687	0,255	1,789	0,213	1,912	0,171	1,824	0,183	1,970	0,161	2,128	0,143
1,7	1,700	0,269	1,792	0,233	1,901	0,195	2,032	0,156	1,938	0,168	2,093	0,147	2,261	0,131
1,8	1,800	0,245	1,897	0,213	2,012	0,179	2,151	0,143	2,052	0,154	2,216	0,135	2,394	0,119
1,9	1,900	0,224	2,003	0,195	2,124	0,164	2,271	0,132	2,166	0,142	2,339	0,124	2,527	0,110
2,0	2,000	0,206	2,108	0,179	2,236	0,151	2,390	0,121	2,280	0,131	2,463	0,114	2,660	0,101

Tabelle 4.4: Minimalwerte der bezogenen Traglasten für Baustahl S235

S355	100 °C		200 °C		300 °C		400 °C		500 °C		600 °C		700 °C	
$\bar{\lambda}_k$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,min}$
0,2	0,200	0,984	0,211	0,918	0,224	0,910	0,239	0,916	0,228	0,915	0,246	0,917	0,266	0,918
0,3	0,300	0,958	0,316	0,857	0,335	0,814	0,359	0,802	0,342	0,805	0,369	0,801	0,399	0,799
0,4	0,400	0,921	0,422	0,812	0,447	0,734	0,478	0,695	0,456	0,703	0,493	0,690	0,532	0,681
0,5	0,500	0,875	0,527	0,767	0,559	0,671	0,598	0,608	0,570	0,622	0,616	0,598	0,665	0,581
0,6	0,600	0,823	0,632	0,716	0,671	0,618	0,717	0,539	0,684	0,557	0,739	0,525	0,798	0,503
0,7	0,700	0,770	0,738	0,664	0,783	0,567	0,837	0,483	0,798	0,503	0,862	0,467	0,931	0,440
0,8	0,800	0,715	0,843	0,613	0,894	0,518	0,956	0,434	0,912	0,455	0,985	0,417	1,064	0,388
0,9	0,900	0,660	0,949	0,564	1,006	0,473	1,076	0,390	1,026	0,412	1,108	0,374	1,197	0,344
1,0	1,000	0,603	1,054	0,516	1,118	0,431	1,195	0,352	1,140	0,373	1,231	0,336	1,330	0,306
1,1	1,100	0,548	1,160	0,469	1,230	0,392	1,315	0,318	1,254	0,339	1,354	0,302	1,463	0,274
1,2	1,200	0,494	1,265	0,425	1,342	0,356	1,434	0,288	1,368	0,308	1,478	0,273	1,596	0,245
1,3	1,300	0,445	1,370	0,384	1,453	0,323	1,554	0,261	1,482	0,280	1,601	0,247	1,729	0,221
1,4	1,400	0,399	1,476	0,347	1,565	0,292	1,673	0,237	1,596	0,255	1,724	0,224	1,862	0,199
1,5	1,500	0,359	1,581	0,313	1,677	0,265	1,793	0,215	1,710	0,232	1,847	0,203	1,995	0,180
1,6	1,600	0,323	1,687	0,283	1,789	0,241	1,912	0,196	1,824	0,212	1,970	0,185	2,128	0,163
1,7	1,700	0,292	1,792	0,256	1,901	0,219	2,032	0,179	1,938	0,194	2,093	0,169	2,261	0,148
1,8	1,800	0,265	1,897	0,233	2,012	0,199	2,151	0,164	2,052	0,178	2,216	0,154	2,394	0,135
1,9	1,900	0,241	2,003	0,212	2,124	0,182	2,271	0,150	2,166	0,163	2,339	0,141	2,527	0,124
2,0	2,000	0,220	2,108	0,194	2,236	0,167	2,390	0,138	2,280	0,150	2,463	0,130	2,660	0,113

Tabelle 4.5: Minimalwerte der bezogenen Traglasten für Baustahl S355

S460M	100 °C			200 °C		300 °C		400 °C		500 °C		600 °C		700 °C	
$\bar{\lambda}_k$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,\min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,\min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,\min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,\min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,\min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,\min}$	$\bar{\lambda}_{k,\theta}$	$\chi_{\theta,\min}$	
0,2	0,193	0,952	0,201	0,921	0,218	0,927	0,241	0,925	0,246	0,927	0,237	0,938	0,237	0,940	
0,3	0,289	0,934	0,301	0,857	0,326	0,833	0,362	0,811	0,369	0,821	0,356	0,827	0,355	0,822	
0,4	0,386	0,907	0,402	0,813	0,435	0,767	0,483	0,726	0,492	0,739	0,475	0,732	0,474	0,719	
0,5	0,482	0,872	0,502	0,774	0,544	0,713	0,603	0,659	0,615	0,671	0,594	0,649	0,592	0,631	
0,6	0,578	0,831	0,602	0,733	0,653	0,663	0,724	0,601	0,739	0,610	0,712	0,577	0,711	0,555	
0,7	0,675	0,785	0,703	0,690	0,761	0,616	0,845	0,549	0,862	0,555	0,831	0,515	0,829	0,490	
0,8	0,771	0,736	0,803	0,645	0,870	0,569	0,965	0,501	0,985	0,504	0,950	0,461	0,948	0,435	
0,9	0,868	0,684	0,904	0,597	0,979	0,523	1,086	0,456	1,108	0,457	1,069	0,414	1,066	0,387	
1,0	0,964	0,631	1,004	0,549	1,088	0,478	1,206	0,414	1,231	0,413	1,187	0,373	1,185	0,347	
1,1	1,060	0,577	1,105	0,502	1,196	0,436	1,327	0,375	1,354	0,373	1,306	0,337	1,303	0,312	
1,2	1,157	0,526	1,205	0,457	1,305	0,396	1,448	0,339	1,477	0,335	1,425	0,306	1,421	0,282	
1,3	1,253	0,476	1,305	0,415	1,414	0,359	1,568	0,306	1,600	0,301	1,544	0,278	1,540	0,257	
1,4	1,349	0,430	1,406	0,376	1,523	0,325	1,689	0,275	1,723	0,271	1,662	0,253	1,658	0,234	
1,5	1,446	0,387	1,506	0,341	1,631	0,294	1,810	0,248	1,846	0,243	1,781	0,230	1,777	0,215	
1,6	1,542	0,348	1,607	0,309	1,740	0,266	1,930	0,224	1,969	0,218	1,900	0,210	1,895	0,197	
1,7	1,639	0,314	1,707	0,281	1,849	0,241	2,051	0,202	2,093	0,196	2,019	0,192	2,014	0,181	
1,8	1,735	0,284	1,807	0,255	1,958	0,219	2,172	0,182	2,216	0,177	2,137	0,175	2,132	0,166	
1,9	1,831	0,259	1,908	0,232	2,066	0,199	2,292	0,165	2,339	0,160	2,256	0,159	2,251	0,151	
2,0	1,928	0,237	2,008	0,212	2,175	0,182	2,413	0,149	2,462	0,144	2,375	0,145	2,369	0,137	

Tabelle 4.6: Minimalwerte der bezogenen Traglasten für Baustahl S460M

4.7 Entwicklung von Bemessungsverfahren für erhöhte Temperaturen

4.7.1 Stabilitätsnachweis bei erhöhten Temperaturen

In Abschnitt 4.4 ist ein **χ -Verfahren** beschrieben, das die Berechnung der temperaturabhängigen Knicklast bei erhöhten Temperaturen ermöglicht. Es wurde ursprünglich von TALAMONA ET AL. 1997 und FRANSSEN ET AL. 1998 veröffentlicht und ist in die DIN EN 1993-1-2 (2010) eingegangen. Die Berechnungsgleichungen basieren auf der von AYRTON/PERRY 1886 vorgeschlagenen Lösung für die elasto-statische Grenzlaster N_{EI} . Das **χ -Verfahren** verwendet den Imperfektionsbeiwert α zur Beschreibung der temperaturabhängigen Knicklast $N_{R,\theta}$. Dieser wurde von FRANSSEN ET AL. 1998 durch eine Kalibrierung der Knicklinie an einer Vielzahl von Versuchsergebnissen festgelegt. Mit den Werkstoffgesetzen von RUBERT/SCHAUMANN 1985 und den Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988, welche ebenfalls in die DIN EN 1993-1-2 (2010) eingegangen sind, ist die Knicklinie nicht konsistent.

Im Folgenden werden Knicklinien formuliert, welche die in Abschnitt 4.6.4 entwickelten Traglastkurven für doppelsymmetrische H-Querschnitte mit einem Höhe-Breitenverhältnis $h/b \leq 1,2$ beschreiben können. Diesen sind die Werkstoffgesetze von

RUBERT/SCHAUMANN 1985 mit den Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988 beziehungsweise die Werkstoffgesetze von SCHNEIDER/LANGE 2011 zugeordnet. Sie sind an Aufheizgeschwindigkeiten von 10 K/min gekoppelt und berücksichtigen die daraus resultierenden Kriecheinflüsse implizit.

Mittels quadratischer Regression wurde ein Imperfektionsbeiwert α gesucht, so dass bei Verwendung der Berechnungsgleichungen des χ -Verfahrens die bezogenen Traglastkurven möglichst exakt beschrieben werden, vgl. Gleichungen (4.23) bis (4.26). Die Imperfektionsbeiwerte unterscheiden sich für die verschiedenen Temperaturniveaus sowie Stahlgüten, vgl. Tabelle 4.7.

Stahltemperatur θ in °C	Imperfektionsbeiwert α		
	S235	S355	S460M
100	0,386	0,252	0,244
200	0,556	0,406	0,392
300	0,786	0,591	0,484
400	1,049	0,779	0,541
500	1,033	0,770	0,501
600	1,077	0,797	0,643
700	1,069	0,787	0,729

Tabelle 4.7: Imperfektionsbeiwerte für einen Stabilitätsnachweis mit Werkstoffgesetzen von RUBERT/SCHAUMANN 1985 und Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988 bzw. SCHNEIDER/LANGE 2011

Um die Güte der Näherungslösung zu bewerten, werden in Abbildung 4.24 die entwickelten Knicklinien mit den bezogenen Traglastkurven, welche nach der Plastizitätstheorie berechnet wurden, verglichen. Es zeigt sich im Bereich mittelschlanker Stützen ($0,5 < \bar{\lambda}_k \leq 1,6$) eine sehr gute Übereinstimmung. Für gedrungene Stützen ($\bar{\lambda}_k \leq 0,5$) liefert die Näherungslösung konservative Ergebnisse, welche die bezogenen Traglasten der Berechnungen nach der Plastizitätstheorie unterschreiten. Dies ist durch den gewählten Imperfektionsansatz nach Gleichung (4.21) begründet, welcher durch das Fehlen eines zum Knicken erforderlichen Mindestschlankheitsgrades dazu führt, dass die Knicklinie die Abszisse bei $\chi = 1,0$ schneidet. Eine weitere Zusammenführung der Imperfektionsbeiwerte ist in Tabelle 4.8 angegeben. Sie führen zu einer maximalen Traglastüberschreitung auf der unsicheren Seite von 3%.

Stahltemperatur θ in °C	Vereinfachter Imperfektionsbeiwert α	
	S235	S355
100	0,39	0,26
200	0,56	0,41
300	0,79	0,60
400 bis 700	1,07	0,80

Tabelle 4.8: Vereinfachte Imperfektionsbeiwerte für einen Stabilitätsnachweis mit Werkstoffgesetzen von RUBERT/SCHAUMANN 1985 und Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988

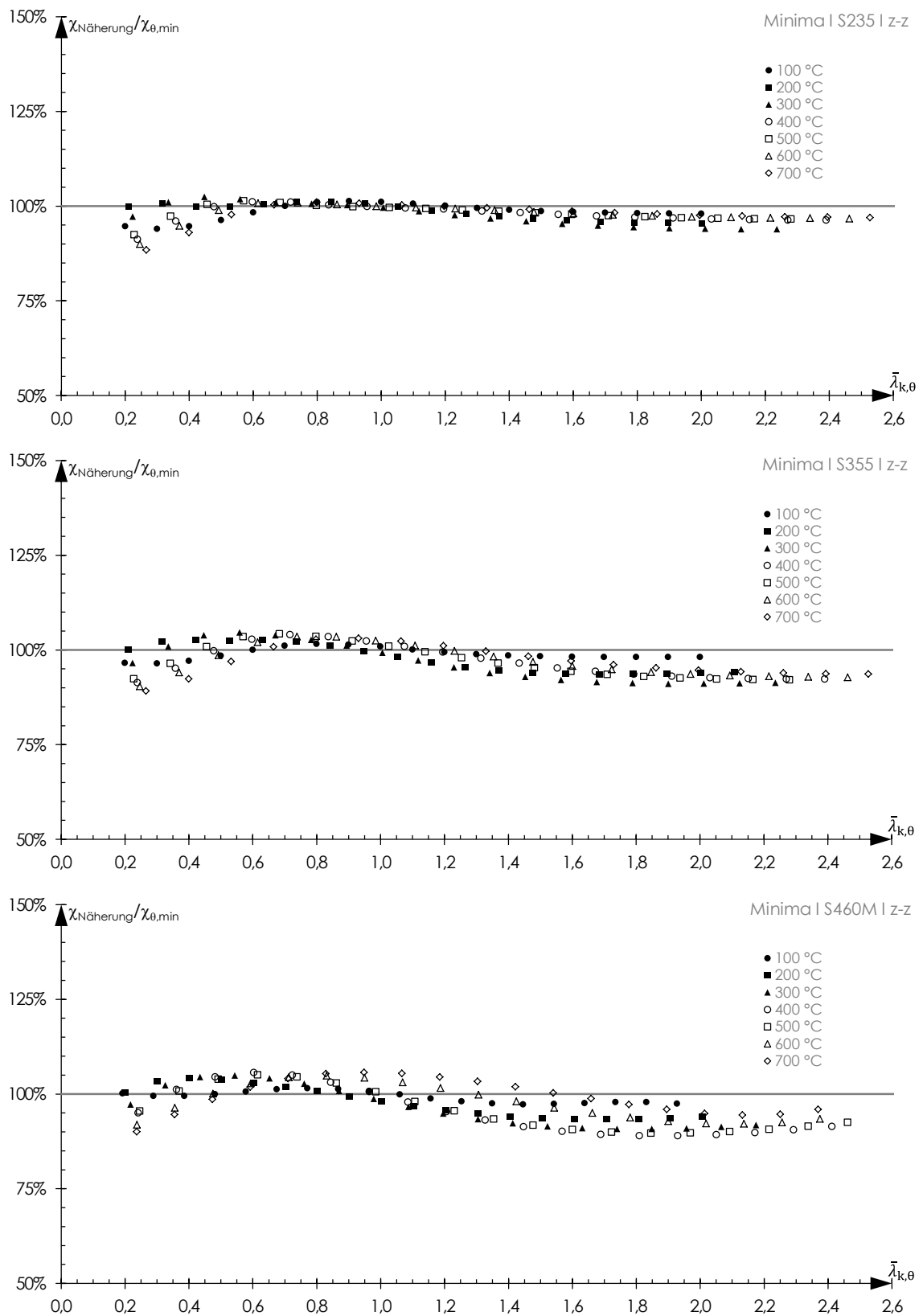


Abbildung 4.24: Traglasten der Näherungslösung mit Imperfektionsbeiwerten nach Tabelle 4.7 bezogen auf die Ergebnisse nach der Plastizitätstheorie: S235(oben); S355 (Mitte) und S460M (unten)

4.7.2 Geometrische Ersatzimperfektionen bei erhöhten Temperaturen

In Ergänzung zum χ -Verfahren werden in diesem Abschnitt geometrische Ersatzimperfektionen angegeben, die bei erhöhten Temperaturen eine Bemessung mit dem Ersatzimperfektionsverfahren ermöglichen. In Abschnitt 4.3 wurde dargestellt, dass Ersatzimperfektionen, neben den Einflüssen aus geometrischen Imperfektionen, Eigenspannungen und Fließzonenausbildungen, zusätzliche Einflüsse aus dem nichtlinear plastischen Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung oberhalb der Proportionalitätsgrenze berücksichtigen müssen. Zudem wurde gezeigt, dass für das Maß der geometrischen Ersatzimperfektion entscheidend ist, ob der Querschnittsnachweis mit elastischen oder plastischen Widerstandsgrößen geführt wird. Bei einem plastischen Querschnittsnachweis besteht dazu eine Abhängigkeit für das Maß der geometrischen Ersatzimperfektion von der verwendeten Interaktionsbeziehung.

Mit dem Imperfektionsansatz nach Gleichung (4.21) können die geometrischen Ersatzimperfektionen direkt bestimmt werden, wenn der Imperfektionsbeiwert α bekannt ist. Mit α nach Tabelle 4.7 ergeben sich dann Ersatzimperfektionen, die zu den selben bezogenen Traglasten führen wie die Knicklinien, welche im vorherigen Abschnitt an den bezogenen Traglastkurven nach der Plastizitätstheorie kalibriert wurden. Diese gelten somit ebenfalls für alle doppelsymmetrischen H-Querschnitte mit einem Höhe-Breitenverhältnis $h/b \leq 1,2$. Die geometrischen Ersatzimperfektionen dürfen verwendet werden, wenn für die Schnittgrößen nach Elastizitätstheorie II. Ordnung der Spannungsnachweis mit elastischen Widerstandsgrößen geführt wird. Die Spannungen am Querschnittsrand dürfen dann maximal die temperaturabhängige Fließgrenze $f_{y,\theta}$ erreichen:

$$\frac{N}{A} + \frac{M_{II,m}}{W_{el}} \leq f_{y,\theta} \quad (4.41)$$

In den Imperfektionsansatz nach Gleichung (4.21) gehen das elastische Widerstandsmoment und die Querschnittsfläche ein. Für Krümmungen um die z-Achse kann das Widerstandsmoment näherungsweise durch die beiden Flansche bei Vernachlässigung des Stegs beschrieben werden, vgl. Gleichung (4.42). Die Querschnittsfläche kann ebenfalls als Funktion der Flanschgeometrie formuliert werden, wenn das Stegflächenverhältnis a bekannt ist, vgl. Gleichung (4.43).

$$W_{el} \approx \frac{t_F \cdot b^2}{3} \quad (4.42)$$

$$A = \frac{2 \cdot t_F \cdot b}{1 - a} \quad (4.43)$$

Wenn das Maß der geometrischen Ersatzimperfektion $e_{s,\theta}$ als Quotient der Stützenlänge L und dem Parameter q definiert wird, kann der Imperfektionsansatz nach Gleichung (4.44) mit dem Stegflächenverhältnis a als einzige in der Gleichung verbleibende Querschnittsgröße beschrieben werden:

$$q = \frac{L}{e_{s,\theta}} = \lambda_{a,\theta} \cdot \frac{1}{\alpha} \cdot \sqrt{\frac{3}{1-a}} \quad (4.44)$$

mit

$$\lambda_{a,\theta} = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_{a,\theta}}{f_{y,\theta}}} \quad (4.45)$$

In der Tabelle 4.9 erfolgt eine tabellarische Auswertung der q -Werte für eine Stegflächenverhältnis von $a = 0,203$ (HEM 300). Damit ergeben sich konservative q -Werte, die für alle HEA-, HEB- und HEM-Querschnitte mit einem Höhe-Breitenverhältnis $h/b \leq 1,2$ verwendet werden können.

Die Auswertung zeigt die Abhängigkeit der q -Werte von der Stahltemperatur. Mit zunehmender Stahlgüte wird das Maß der Ersatzimperfektion kleiner beziehungsweise der q -Wert größer. Der q -Wert ist unabhängig vom Schlankheitsgrad, wenn der Querschnittsnachweis mit einer linearen Interaktion der Schnittgrößen geführt wird.

Stahltemperatur	q -Werte für Querschnittsnachweis nach Elastizitätstheorie		
θ in °C	S235	S355	S460M
100	472	588	554
200	311	346	331
300	207	224	247
400	145	159	200
500	155	169	211
600	137	151	171
700	128	142	151

Tabelle 4.9: q -Werte für die vereinfachte Bemessung mit dem Ersatzimperfektionsverfahren im Brandfall bei einem Querschnittsnachweis nach der Elastizitätstheorie

Wird die Querschnittstragfähigkeit nach der Plastizitätstheorie berechnet, sind die geometrischen Ersatzimperfektion anzupassen, vgl. Abschnitt 4.3. Dabei ergibt sich eine Abhängigkeit der geometrischen Ersatzimperfektion von der gewählten Interaktionsbeziehung. Für einen plastischen Nachweis der Querschnittstragfähigkeit mit einer linearen Interaktionsbeziehung nach Gleichung (4.46) ist das Maß der geometrischen Ersatzimperfektion, welche für den Spannungsnachweis nach der Elastizitätstheorie ermittelt wurde, mit dem Formfaktor $\alpha_{pl} = 1,5$ zu multiplizieren.

$$\frac{N}{N_{pl,\theta}} + \frac{M_{II,m}}{M_{pl,\theta}} \leq 1,0 \quad (4.46)$$

Wenn die exakte Interaktionsbeziehung nach den Gleichungen (3.2 a+b) für den plastischen Querschnittsnachweis verwendet werden soll, kann das Maß der geometrischen Ersatzimperfektion mit der Gleichung (4.47) beziehungsweise Gleichung (4.48) berechnet werden. Diese wurden durch eine Zwischenrechnung mit Hilfe der Gleichungen (3.2 a+b), (4.3) und (4.13) bestimmt und befinden sich in abweichender Darstellung auch in WOLF 2006. In der Herleitung ist das Momentengleichgewicht von innerem und äußerem Biegemoment in der Stützenmitte sowie die Interaktionsbeziehung für den plastischen Querschnittsnachweis berücksichtigt. Die Verformungen, welche in das Momentengleichgewicht eingehen, werden nach Elastizitätstheorie II. Ordnung berechnet. Das plastische Widerstandsmoment wird näherungsweise durch die beiden Flansche bei Vernachlässigung des Stegs bestimmt.

$$q = \frac{\sqrt{\frac{4}{3}} \cdot \bar{\lambda}_{k,\theta} \cdot \bar{\lambda}_{a,\theta}}{\left[\frac{1}{\chi_\theta} - \bar{\lambda}_{k,\theta}^2 \right] \cdot \sqrt{1-a}} \quad \text{für } \chi_\theta \leq a \quad (4.47)$$

$$q = \frac{\sqrt{\frac{4}{3}} \cdot \bar{\lambda}_{k,\theta} \cdot \bar{\lambda}_{a,\theta} \cdot (1-a)^{1,5}}{\left[\frac{1}{\chi_\theta} - \bar{\lambda}_{k,\theta}^2 \right] \cdot [(1-a)^2 - (\chi_\theta - a)^2]} \quad \text{für } \chi_\theta > a \quad (4.48)$$

Die q -Werte für den plastischen Querschnittsnachweis nach Gleichung (3.2 a) sind abhängig vom Schlankheitsgrad. Es ergeben sich erheblich kleinere q -Werte im Vergleich zu denjenigen Werten, die bei einem elastischen oder plastischen Querschnittsnachweis mit linearer Schnittgrößeninteraktion zu verwenden sind, vgl. Abbildung 4.25. Die Traglasten sind per Definition identisch.

Es soll abschließend betont werden, dass das Ersatzimperfektionsverfahren genauso wie das χ -Verfahren ausschließlich dazu geeignet ist, die Tragfähigkeit zu bestimmen. Mit Ersatzimperfektionen kann das Verformungsverhalten der Stütze nur unzureichend beschrieben werden. Dieser Zusammenhang ist exemplarisch in Abbildung 4.3 dargestellt. Er gilt insbesondere bei großen Maßen der Ersatzimperfektion, also für kleine q -Werte, wie sie bei einer plastischen Berechnung der Querschnittstragfähigkeit zu verwenden sind.

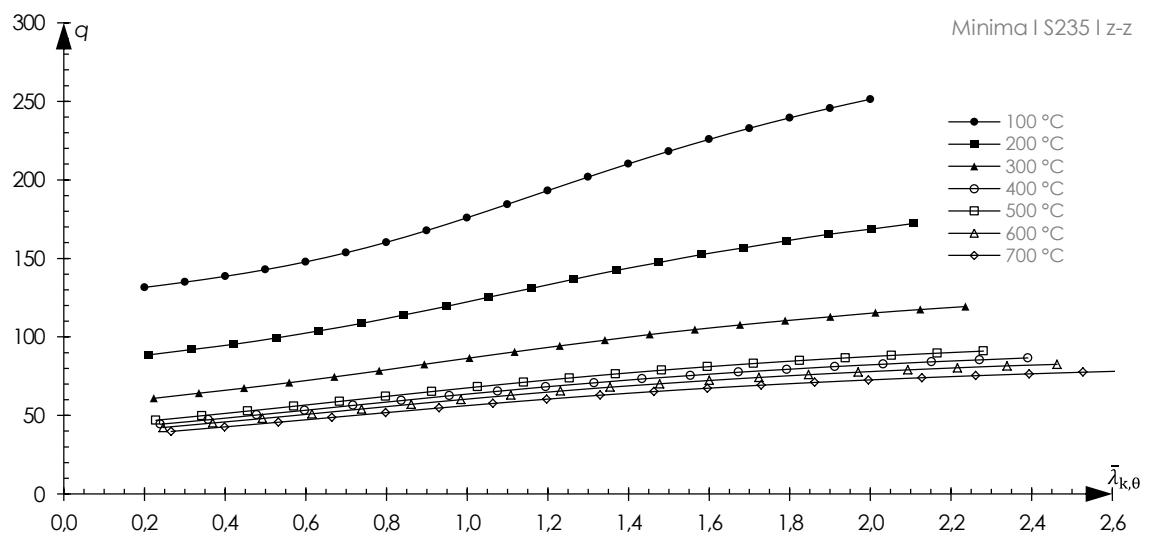


Abbildung 4.25: q -Werte für die vereinfachte Bemessung mit dem Ersatzimperfektionsverfahren im Brandfall bei einem plastischen Querschnittsnachweis nach Gleichung (3.2 a) bzw. Gleichung (3.2 b)

4.8 Zusammenfassung und Folgerungen

- Eine Stützenberechnung nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung ist bis zum ersten Überschreiten der Proportionalitätsgrenze exakt. Bei einer weiteren Laststeigerung plastiziert der Querschnitt vom Rand in die Richtung der Flanschzentren. Gleichzeitig weiten sich die plastischen Zonen in Stablängsrichtung aus. Sich im Bauteil ausbreitende plastische Zonen führen zu veränderten Steifigkeiten. Die Traglast kann nicht mit einer geschlossenen Formulierung berechnet werden. Zur Beschreibung der Last-Verformungs-Beziehung von Stützen bei erhöhten Temperaturen wurden deshalb Ergebnisse numerischer Berechnungen nach der Plastizitätstheorie vorgestellt, bei denen Steifigkeitsänderungen infolge der Ausbreitung von plastischen Zonen inkrementell-iterativ erfasst wurden. Die Berechnungsmethodik nach der Plastizitätstheorie konnte durch übereinstimmende Nachrechnung von Traglastkurven nach WOLF 2006 sowie von Last-Verformungsbeziehungen aus Versuchen bei erhöhten Temperaturen von PAULI ET AL. 2012 validiert werden.
- Aus den numerischen Berechnungen gehen Last-Verformungskurven für Bauteiltemperaturen von 100 °C bis 700 °C hervor. Es wurden jeweils Kurven für Auslenkungen w_m rechtwinklig zur Stützenachse sowie für Verschiebungen u in Richtung der Stützenachse unterschieden. Die Kurven für Verschiebungen u entsprechen der Kennlinie einer Wegfeder, welche das Tragverhalten in Richtung der Stützenachse repräsentiert. In den N/w_m -Diagrammen konnte bis 100 °C gezeigt werden, dass die Querschnittstragfähigkeit im Verlauf des abfallenden Last-Verformungspaths vollständig ausgenutzt wird. Für höhere Temperaturen stellt sich eine vollständige Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit erst bei deutlich größeren Verformungen ein.
- Die temperaturabhängigen Traglasten $N_{u,0}$ können als Maximum der Last-Verformungskurven abgelesen werden. Diese wurden in bezogener Darstellung über dem temperaturabhängigen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{k,0}$ aufgetragen: Die konstruierten Traglastkurven für 400 °C bis 700 °C weisen einen fast identischen Verlauf auf. Dieser Zusammenhang gilt besonders für baupraktisch relevante Schlankheitsgrade ab $\bar{\lambda}_{k,0} \geq 0,7$.
- Mit Hilfe von Last-Verformungskurven wurde der Einfluss von Eigenspannungen bei erhöhten Temperaturen auf der Bauteilebene aufgezeigt. Durch das Vorhandensein von Eigenspannungen wird die Proportionalitätsgrenze in den Randfasern bereits bei kleineren Verformungen erreicht und die Last-Verformungskurve flacht ab. Die Traglastminderung durch Eigenspannungen fällt für Schlankheitsgrade zwischen 0,8 und 1,4 am größten aus. In Relation zur temperaturabhängigen Traglast sind traglastmindernde Effekte aus Eigenspannungen bei Normaltemperatur nicht größer als

bei erhöhten Temperaturen. Sie sind also auch bei erhöhten Temperaturen nicht vernachlässigbar.

- Es wurde gezeigt, dass mit einer zunehmenden Stahlgüte eine deutliche Steigerung der bezogenen Traglast einhergeht. Allerdings relativiert sich mit einem zunehmenden Schlankheitsgrad der Einsatz höherfester Stähle. Für eine schlanke Stütze mit $\bar{\lambda}_{k,S235} = 1,4$ fallen die relativen Traglaststeigerungen durch die Verwendung höherfester Stähle deutlich geringer aus als die entsprechenden Steigerungen der Fließgrenzen.
- Es wurde festgestellt, dass Werkstoffverfestigungen lediglich für den Nachtraglastbereich im abfallenden Last-Verformungspfad relevant sind. Dies gilt für gedrungene Stützen bei Temperaturen bis 300 °C. Bei schlanken Stützen stellen sich die großen Dehnungen, die erforderlich sind um Werkstoffverfestigungen zu aktivieren, auch im abfallenden Last-Verformungspfad nicht mehr ein.
- Die Knicklinie bei erhöhten Temperaturen nach der DIN EN 1993-1-2 (2010) ist nicht an Werkstoffgesetze gekoppelt, sondern wurde an Versuchsergebnissen kalibriert. Die Knicklinie ist daher nicht mit den Werkstoffgesetzen von RUBERT/SCHAUMANN 1985 und den Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988, welche ebenfalls in die DIN EN 1993-1-2 (2010) eingegangen sind, konsistent.
- Für die Werkstoffgesetze von RUBERT/SCHAUMANN 1985 mit den Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988 wurden in Kapitel 4 eigene Knicklinien formuliert. Sie stellen eine Näherungslösung für die bezogenen Traglastkurven dar, welche aus den numerischen Berechnungen nach der Plastizitätstheorie hervorgehen. Sie können mit Hilfe des Abminderungsbeiwerts α im Rahmen des χ -Verfahrens für erhöhte Temperaturen oder auch mit dem Ersatzimperfectionsverfahren beschrieben werden. Die entsprechenden α -Werte sowie die Ersatzimperfectionen sind für Temperaturen zwischen 100 °C und 700 °C angegeben.
- Ersatzimperfectionen müssen, neben den Einflüssen aus geometrischen Imperfectionen, Eigenspannungen und Fließzonenausbildungen, weitere Einflüsse aus dem nichtlinear plastischen Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung oberhalb der Proportionalitätsgrenze berücksichtigen. Zudem ist für das Maß der geometrischen Ersatzimperfection entscheidend, ob der Querschnittsnachweis mit elastischen oder plastischen Widerstandsgrößen geführt wird. Bei einem plastischen Querschnittsnachweis besteht außerdem eine Abhängigkeit für das Maß der geometrischen Ersatzimperfection von der in der Berechnung verwendeten Interaktionsbeziehung. Das Ersatzimperfectionsverfahren genauso wie das χ -Verfahren sind ausschließlich dazu geeignet, die Tragfähigkeit zu bestimmen. Mit Ersatzimperfectionen kann das Verformungsverhalten von Stützen nur unzureichend beschrieben werden.

Tragverhalten dehnungsbehinderter Stützen

5.1 Zielsetzung und Überblick

Eine Bemessung wird in der Ingenieurspraxis häufig an aus dem Gesamttragwerk herausgelösten Einzelbauteilen durchgeführt. Allerdings kann damit das reale Trag- und Verformungsverhalten eines Bauteils innerhalb eines Gesamttragwerks nicht vollständig erfasst werden. Dies gilt insbesondere für Betrachtungen im Brandfall. Aufgrund der Interaktionen mit der umgebenden Tragstruktur können Lasten umgelagert werden, was in der Regel zu einer Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer des Tragwerks führt. Im Gegensatz dazu führen durch thermische Dehnungen induzierte Zwangsschnittgrößen zu einer Reduktion der Feuerwiderstandsdauer, vgl. ZEHFUß 2004.

Stützen, die in einem Skelettbau mit aussteifendem Gebäudekern und mehrfeldrigen Deckensystemen ein Teil des Gesamttragwerks sind, stellen in der Realität, abweichend von der Bemessungspraxis, ein statisch unbestimmtes System dar. Sobald durch eine äußere mechanische Belastung die Traglast der Stütze erreicht ist, kann sich diese durch eine Lastumlagerung der Belastung entziehen. Dabei nehmen die Verformungen stets zu.

Die Lastumlagerung kann bei entsprechenden Steifigkeitsverhältnissen schlagartig einsetzen. An Hand eines Beispiels nach Abbildung 5.1 soll dies genauer erläutert werden. Dazu wird eine Stütze, die als Mittelaufleger eines Zweifeldträgers dient, betrachtet. Für eine mechanische Belastung F_{me} über der Stütze kann das Gesamtsystem als eine Parallelschaltung zweier Wegfedern gedeutet werden. Der Widerstand des Querträgers gegenüber einer Verformung durch eine Einzellast auf Höhe der Stützenachse entspricht der Federkonstanten k_S . Das Federverhalten sei linear. Die Kennlinie $N_M(u)$ der zweiten Wegfeder soll das Last-Verformungsverhalten der Stütze beschreiben, wie es beispielsweise in den Abbildungen 4.12 dargestellt ist. Zu Beginn kann die Kennlinie durch die Federsteifigkeit k_M beschrieben werden. Sie entspricht der Tangentensteigung im Koordinatenursprung:

$$k_M = \frac{E_{a,\theta} \cdot A}{L} \quad (5.1)$$

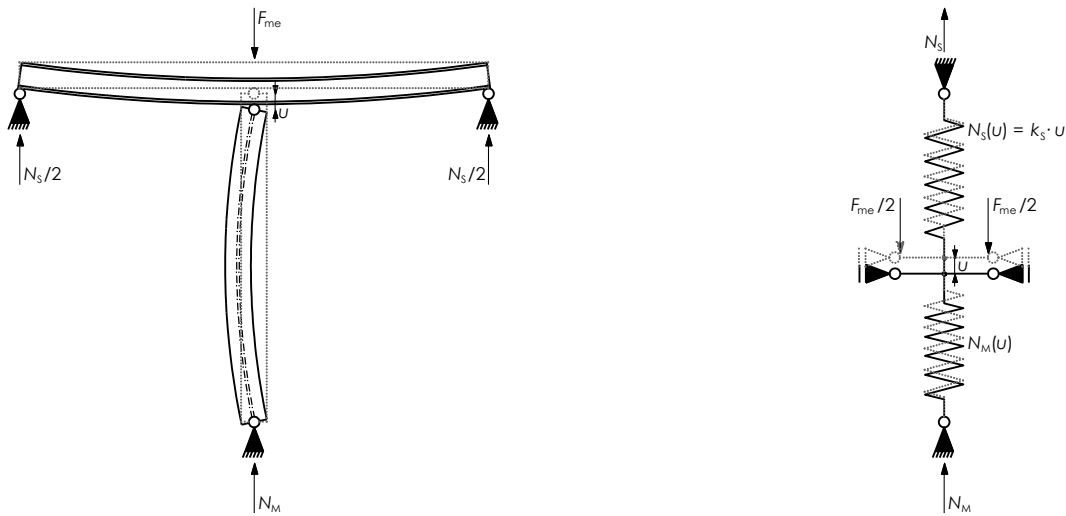


Abbildung 5.1: Statisches System bestehend aus Stütze und Zweifeldträger (links); Statisches Ersatzsystem mit parallelgeschalteten Wegfedern (rechts)

Für die Parallelschaltung der beiden Wegfedern sind die Kennlinien zu addieren:

$$F_{me} = N_S(u) + N_M(u) = k_S \cdot u + N_M(u) \quad (5.2)$$

Bei einer kraftgesteuerten Betrachtung der parallelgeschalteten Federn können grundsätzlich zwei unterschiedliche Last-Verformungsverhalten beobachtet werden, nachdem die Traglast in der Stütze überschritten ist. Welches Verhalten sich einstellt, ist vom Verhältnis der Steifigkeiten abhängig.

Im ersten Beispiel nach Abbildung 5.2 (links) ist die Federsteifigkeit der linearen Wegfeder k_S so gewählt ($k_S = 0,25 \cdot EA/L$), dass beim Zusammenspiel der Federn in einer Parallelschaltung die negative Steigung von $N_M(u)$ kompensiert wird. Die äußere mechanische Belastung kann stets gesteigert werden. Die Verformungen nehmen kontinuierlich zu. Innerhalb der Stütze nimmt die Last $N_M(u)$ nach Erreichen der Traglast ab. Die Stütze entzieht sich der Belastung bei zunehmenden Verformungen. Die Gesamtlast entspricht stets der Summe beider Federkräfte nach Gleichung (5.2). Durch die Lastumlagerung nimmt die Federkraft $N_S(u)$ in der linearen Wegfeder überproportional zu.

Im zweiten Beispiel nach Abbildung 5.2 (rechts) ist eine reduzierte Federsteifigkeit angesetzt ($k_S = 0,10 \cdot EA/L$). In der Parallelschaltung kann die negative Steigung von $N_M(u)$ nach Erreichen der Traglast nicht unmittelbar kompensiert werden. Wenn die äußere mechanische Belastung weiter gesteigert wird, muss die Verformung schlagartig zunehmen bis die nächste Gleichgewichtslage erreicht ist. Dieses Verhalten wird auch als Durchschlagsproblem bezeichnet, vgl. NASDALA 2015.

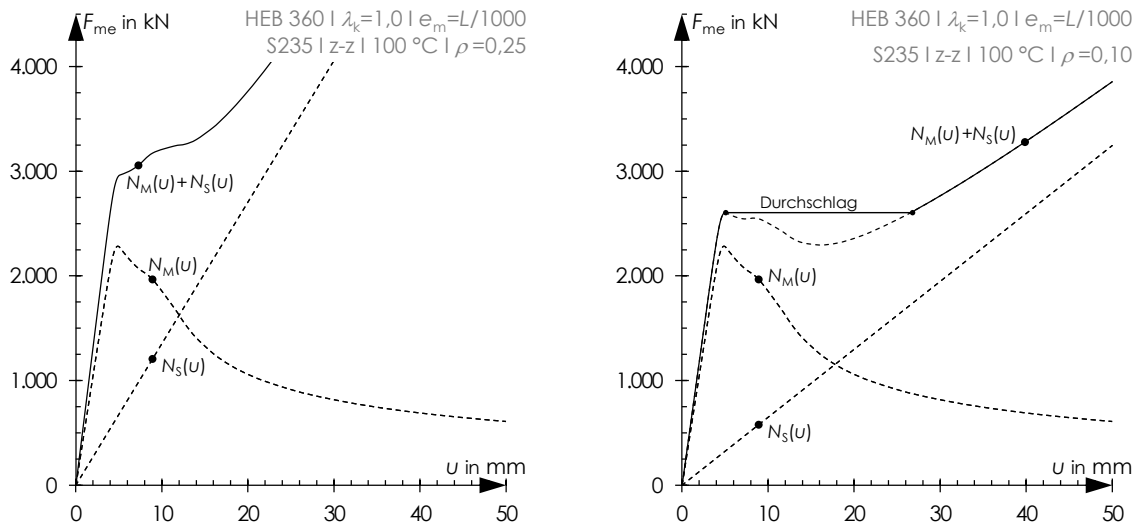


Abbildung 5.2: Federkennlinien $N_S(u)$ und $N_M(u)$ sowie Kennlinie der Parallelschaltung mit $k_S = 0,25 \cdot EA/L$ (links) und $k_S = 0,10 \cdot EA/L$ (rechts)

Im Brandfall reicht es nicht aus, eine Tragwerksanalyse mit reduzierten Steifigkeiten und Festigkeiten des Werkstoffs durchzuführen. Das mechanische Verhalten des Gesamttragwerks wird durch ein weiteres Phänomen beeinflusst: Neben der mechanischen Belastung aus dem Konstruktionseigengewicht und den Nutzlasten sind thermische Dehnungen der Stütze zu berücksichtigen. Thermische Dehnungen können sich in der Stütze nicht frei einstellen, wenn durch die umgebende Tragstruktur eine freie Verformbarkeit der Stütze behindert wird. Es entstehen dann, zusätzlich zur mechanischen Stützenlast, Zwangskräfte. Das Maß der Zwangskräfte ist vor allem vom Steifigkeitsverhältnis der Wegfedern sowie von der thermischen Dehnung abhängig. Beide Parameter und somit auch das Maß der Zwangskräfte sind temperaturabhängig.

Das Maß der Zwangskraft N_{rst} in der Stütze kann mit Hilfe einer Reihenschaltung der beiden Wegfedern für eine Verschiebung des Fußpunktes der Stütze um das Maß u_{th} nach Gleichung (5.4) beschrieben werden. Die Reihenschaltung ist für den Arbeitspunkt bei der Verschiebung u_{me} , welche sich in Folge der mechanischen Belastung F_{me} in der Parallelschaltung einstellt, zu definieren. In Abbildung 5.3 werden das mechanische Federmodell sowie einzelne Belastungszustände dargestellt. Das Federmodell erfüllt die mechanischen Bedingungen der Gleichungen (5.3) bis (5.5). Die Gesamtlast N_M in der Stütze entspricht der Summe der mechanischen Stützenlast N_{me} und der Zwangskraft N_{rst} .

$$F_{me} = N_M(u_{me}) + N_S(u_{me}) = N_{me} + N_S(u_{me}) \quad (5.3)$$

$$u_{th} = \varepsilon_{th} \cdot L = u_{M,th} + u_{S,th} \quad (5.4)$$

$$N_{rst} = N_M(u_{me} + u_{M,th}) - N_M(u_{me}) = N_S(u_{me} - u_{S,th}) - N_S(u_{me}) \quad (5.5)$$

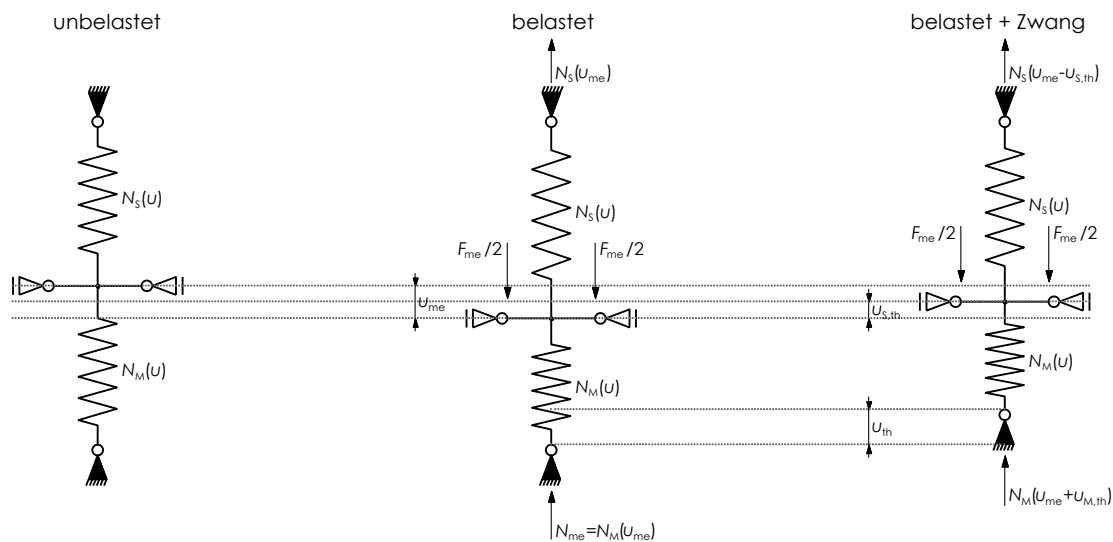


Abbildung 5.3: Mechanisches Federmodell mit einzelnen Belastungszuständen für eine dehnungsbehinderte Stütze mit thermischem Zwang

Eine grafische Lösung für das mechanische Verhalten des Federmodells wird in Abbildung 5.4 für das Einführungsbeispiel mit einer großen Federsteifigkeit k_s ($0,25 \cdot EA/L$) angegeben. Die Kraft-Verformungsfunktion der Reihenschaltung beschreibt hier eine eindeutige Zuordnung der Verformung zur Kraft. Hingegen ergeben sich beim zweiten Einführungsbeispiel mit einer niedrigen Federsteifigkeit k_s ($0,10 \cdot EA/L$) Umkehrpunkte im Verlauf der Kraft-Verformungsfunktion. An den Umkehrpunkten weist die Kurve vertikale Tangenten auf, vgl. Abbildung 5.5. Beim Überschreiten eines Umkehrpunkts in einer weggesteuerten Betrachtung stellt sich eine schlagartige Lastumlagerung ein. Dieses Verhalten wird in der Literatur auch als Zurückschlagproblem (SNAP-BACK BEHAVIOUR) bezeichnet, vgl. NASDALA 2015.

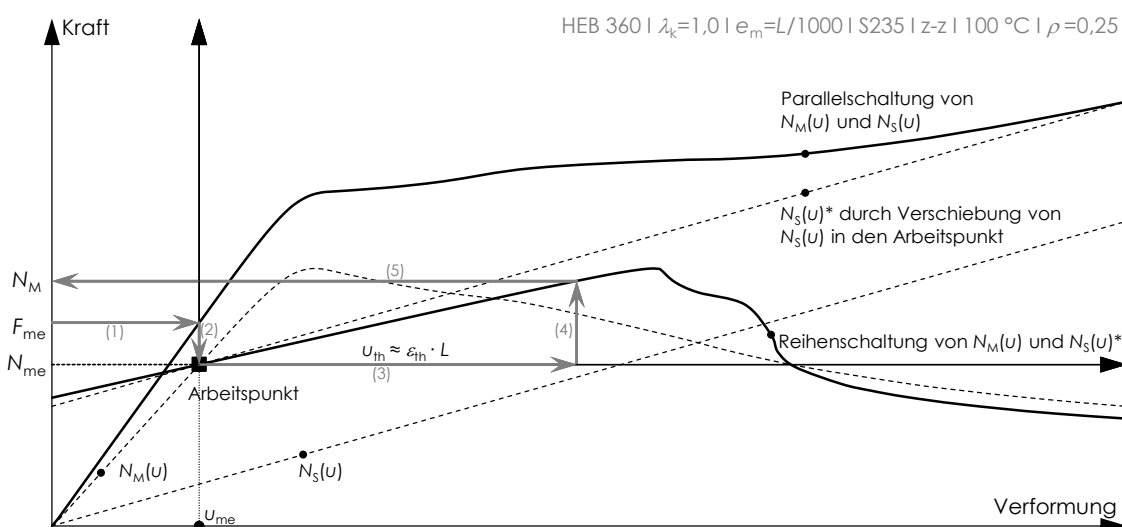


Abbildung 5.4: Parallelschaltung der Wegfedern $N_S(u)$ und $N_M(u)$ für eine mechanische Belastung F_{me} und Reihenschaltung im Arbeitspunkt für eine Fußpunktverschiebung Δu mit $k_S = 0,25 \cdot EA/L$

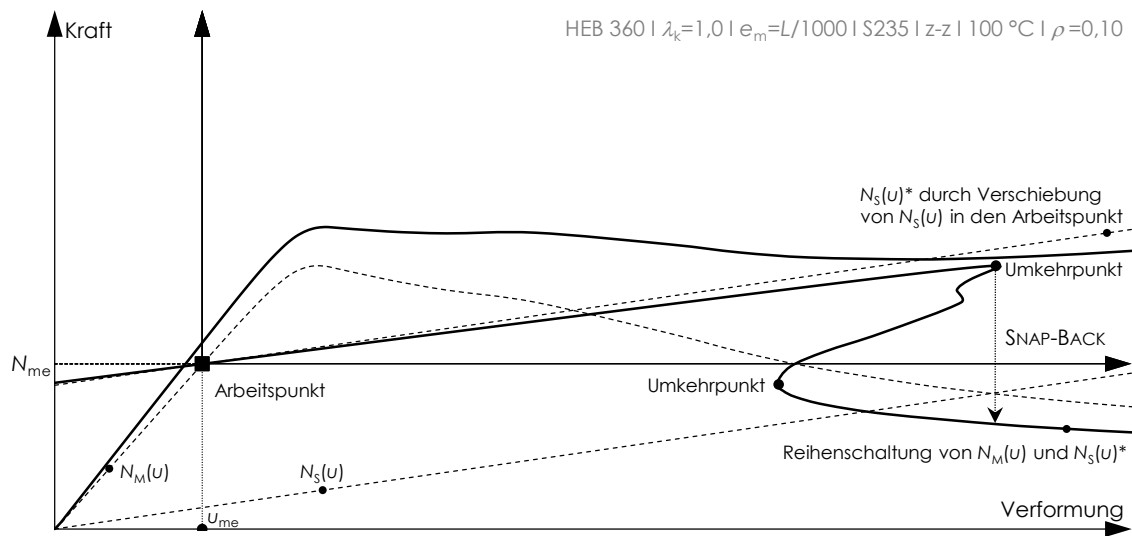


Abbildung 5.5: Parallelschaltung der Wegfedern $N_S(u)$ und $N_M(u)$ für eine mechanische Belastung F_{me} und Reihenschaltung im Arbeitspunkt für eine Fußpunktverschiebung Δu mit $k_S = 0,10 \cdot EA/L$

Im Allgemeinen wird, aufgrund der Entwicklung von Zwangskräften, die Traglast einer Stütze frühzeitig erreicht. Das Tragverhalten des Gesamttragwerks wird bei einer konstanten äußeren Belastung durch die thermischen Dehnungen weggesteuert.

In Abbildung 5.6 wird das grundsätzliche Last-Temperaturverhalten einer Stütze mit Dehnungsbehinderung dargestellt. Es wurde durch eine numerische Berechnung sowohl für einen hohen Grad als auch einen niedrigen Grad der Dehnungsbehinderung ρ entwickelt. Außerdem ist der Last-Temperaturverlauf derselben Stütze ohne Dehnungsbehinderung angegeben. Der Grad der Dehnungsbehinderung wird als Verhältnis der Federsteifigkeit k_S der umgebenden Tragstruktur zur Dehnsteifigkeit der Stütze bei Normaltemperatur definiert:

$$\rho = \frac{L \cdot k_S}{E \cdot A} \quad (5.6)$$

Wenn in der Stütze die temperaturabhängige Traglast erreicht ist, entzieht sich diese mit einer weiter ansteigenden Temperatur der Belastung, da die thermischen Dehnungen ebenfalls zunehmen. Die thermischen Dehnungen werden vor allem durch ein seitliches Ausweichen der Stütze abgebaut. Bei einem hohen Grad der Dehnungsbehinderung stellt sich ein stetiger Lastabfall ein. Dahingegen kommt es bei einem niedrigen Grad der Dehnungsbehinderung zum Zurückschlagen (SNAP-BACK) und somit zu einem schlagartigen Lastabfall. In beiden Fällen kann sich das System wieder stabilisieren. Im Gegensatz dazu kommt es bei der Stütze ohne Dehnungsbehinderung ($\rho = 0$) zu einem Versagen, sobald die temperaturabhängige Tragfähigkeit kleiner ist als die anfängliche mechanische Belastung.

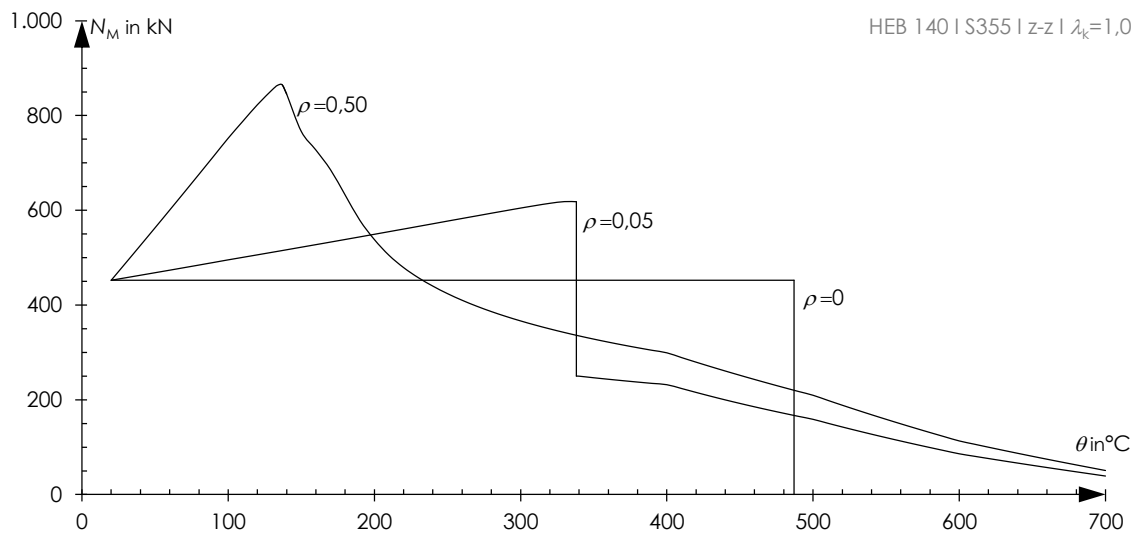


Abbildung 5.6: Last-Temperaturverhalten einer Stütze für verschiedene Grade der Dehnungsbehinderung

In der Abkühlphase eines Brands behindern bereits abgekühlte Tragwerksteile die Verkürzung von erwärmten Bauteilen. In Stützen können dann sogar Zugkräfte auftreten, die durch die äußere mechanische Belastung nicht mehr überdrückt werden können. Solche Zugkräfte belasten die umgebende Tragstruktur sowie die Anschlüsse in einer unplanmäßigen Lastrichtung. Daraus folgt, dass bei der Analyse eines Brandszenarios für die umgebende Tragstruktur, zum Beispiel einer Decke, nicht nur der Zeitpunkt der maximalen Stützenlast oder der maximalen Brandtemperatur, sondern auch der Zeitpunkt nach einer Abkühlung entscheidend ist.

In diesem Kapitel wird zu Beginn der Stand der Forschung zum Tragverhalten dehnungsbehinderter Stützen bei erhöhten Temperaturen mit Hilfe der Darstellungen wegweisender Forschungsarbeiten beschrieben. Die Erkenntnisse daraus werden durch eigene numerische Berechnungen vertieft. Dabei wird vor allem ein für den Hochbau relevanter Steifigkeitsbereich betrachtet: Nach FRANSSEN 2000 liegt das Verhältnis der Dehnsteifigkeit einer Stütze zur Steifigkeit der umgebenden Tragstruktur üblicherweise im Bereich von 0,02 bis 0,03. Das mechanische Verhalten von Stützen ist für dieses Steifigkeitsverhältnis sowohl experimentell als auch numerisch schwierig abzubilden. Denn wie am Beispiel in Abbildung 5.5 gezeigt wurde, kommt es bei niedrigen Steifigkeitsverhältnissen zu sprunghaften Lastumlagerungen, die nur mit gesonderten Verfahren und erheblichem Aufwand erfasst werden können. Die dargestellten Forschungsarbeiten behandeln alle deutlich größere Steifigkeitsverhältnisse. Sie eignen sich dazu, das grundsätzliche mechanische Verhalten dehnungsbehinderter Stützen zu beschreiben.

Die Zielsetzung für dieses Kapitel besteht insbesondere darin, für erhöhte Temperaturen (bis 700 °C) das vollständige Last-Temperaturverhalten, auch nach Erreichen der

Traglast und dem darauf einsetzenden Verformungssprung, zu beschreiben. Zudem sollen die Auswirkungen des Abkühlprozesses auf die Stütze sowie die umgebende Tragstruktur dargestellt werden. Diese Szenarien sind unter anderen bei einer nachträglichen Analyse von Brandschäden von Interesse.

Mit Hilfe der numerischen Berechnungen werden verschiedene Einflussparameter auf das Last-Temperaturverhalten von dehnungsbehinderten Stützen diskutiert. Hier wird insbesondere auf den Einfluss des Schlankheitsgrades, des mechanischen Lastgrades, der geometrischen Imperfektion sowie des Steifigkeitsverhältnisses zur umgebenden Tragstruktur eingegangen.

Der mechanische Lastgrad beschreibt den Lastzustand in der Stütze vor Beginn eines Brandereignisses. Er wird als Verhältnis der mechanischen Stützenkraft bei Normaltemperatur $N_{me,20}$ zur Traglast nach den Tabellen 4.4 bis 4.6 definiert:

$$\mu = \frac{N_{me,20}}{A \cdot f_y \cdot \chi_{\theta,min}} \quad (5.7)$$

mit

$\chi_{\theta,min}$ für Normaltemperatur (20 °C bzw. 100 °C)

5.2 Tragverhalten dehnungsbehinderter Stützen bei erhöhten Temperaturen

In Abbildung 5.7 ist ein typischer Last-Temperaturverlauf dargestellt, welcher aus einer numerischen Berechnung einer dehnungsbehinderten Stütze hervorgeht. Hierin werden Bezeichnungen zur Beschreibung signifikanter Stellen eingeführt, die aus der vorrangig englischsprachigen Literatur übersetzt wurden. Auf diese Begriffe wird im weiteren Verlauf mehrfach zurückgegriffen, um Last-Temperaturverläufe dehnungsbehinderter Stützen zu beschreiben.

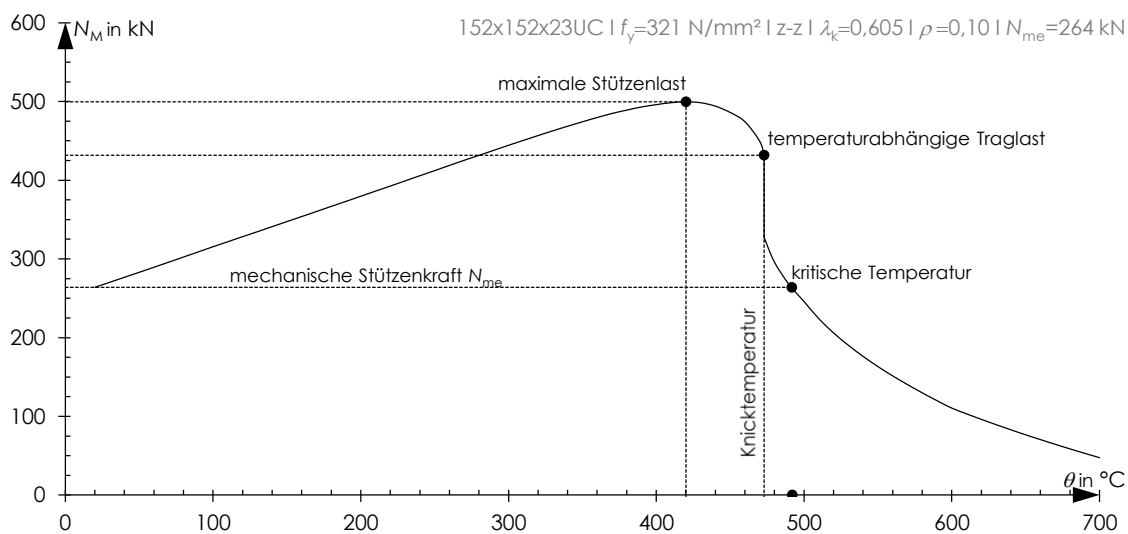


Abbildung 5.7: Last-Temperaturverhalten mit Kennzeichnung signifikanter Stellen

Traditionell werden standardisierte Feuerwiderstandsprüfungen, wie zum Beispiel nach ISO 834-1 (1999), an Einzelbauteilen und nicht am Gesamttragwerk vorgenommen. Die Interaktion mit der umgebenden Tragstruktur wird dabei gänzlich vernachlässigt. Die Feuerwiderstände von Stützen, welche in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Dämmschichtbildner oder für Brandschutzbekleidungen mit Gipsplatten angegeben werden, gelten beispielsweise nur dann, wenn eine Stütze sich unter einer Brandbeanspruchung frei ausdehnen kann.

Nach einer Reihe von Gebäudebränden, allen voran 1990 in Broadgate/London, wurde in der Großversuchsanlage des BRITISH RESEARCH ESTABLISHMENTS in Cardington eine Serie großmaßstäblicher Brandversuche durchgeführt. Das Broadgate-Feuer entwickelte sich während der Bauzeit als noch kein baulicher Brandschutz aufgebracht war. Es demonstrierte, dass bei Stahlverbundrahmenkonstruktionen das Tragverhalten während eines Brands maßgeblich durch die Interaktionen zwischen den Decken, Stützen und Trägern bestimmt wird, vgl. WELLER 1992 und SCI 1991. Die Versuche von Cardington bestätigen dieses Phänomen und liefern zudem Testdaten für nachträgliche Analysen, vgl. BAILEY 1998.

Inzwischen wurde im Rahmen verschiedener Forschungsarbeiten eine Vielzahl experimenteller und analytischer Untersuchungen an dehnungsbehinderten Stahlstützen durchgeführt. Durch eine Dehnungsbehinderung, zum Beispiel in der Gestalt eines Querträgers, können Interaktionen mit der umgebenden Tragstruktur während eines Versuchsbrands erfasst werden. Ergebnisse experimenteller Untersuchungen wurden unter anderen von SIMMS ET AL. 1995 und TAN ET AL. 2007 veröffentlicht. Diese Arbeiten zeigen Last-Temperaturkurven bis zum Erreichen der temperaturabhängigen Traglast. Der abfallende Last-Temperaturpfad, welcher sich für zunehmende Temperaturen nach dem Erreichen der Traglast einstellt, wird hingegen nicht weiter untersucht.

NEVES 1995 stellt anhand vereinfachter analytischer Berechnungen fest, dass die Zwangskraftentwicklung bei zentrisch belasteten Stahlstützen von der Steifigkeit der umgebenden Tragstruktur abhängt. Die Erkenntnisse aus den analytischen Berechnungen von NEVES 1995 werden durch RODRIGUES ET AL. 2000 anhand experimenteller Untersuchungen an dehnungsbehinderten Stahlstäben im Kleinstmaßstab mit unterschiedlichen Lagerungsbedingungen bestätigt. Für gelenkig gelagerte, zentrisch belastete Stützen zeigen RODRIGUES ET AL. 2000, dass die Temperatur, bei welcher die Traglast erreicht wird, umso geringer wird, je höher der Grad der Dehnungsbehinderung, also das Steifigkeitsverhältnis nach Gleichung (5.6), ist.

RANDALL 1998 und SHEPHERD 1999 dokumentieren Ergebnisse von Brandversuchen an Stahlstützen mit einer Dehnungsbehinderung (Ulster-Tests). In den Brandversuchen wurde ein Steifigkeitsverhältnis der Stütze zur umgebenden Tragstruktur von 20% und auch 10% berücksichtigt. Der abfallende Last-Temperaturpfad konnte aufgezeichnet werden, da bei den berücksichtigten Steifigkeitsverhältnissen im Zusammenspiel mit den gewählten mechanischen Belastungsgraden kein schlagartiger Verformungszuwachs zu verzeichnen war.

VALENTE/NEVES 1999 etablieren im Zusammenhang mit den Ergebnissen numerischer Simulationen den Begriff der kritischen Temperatur. Als kritische Temperatur bezeichnen sie diejenige Temperatur, bei der sich im Verlauf des abfallenden Last-Temperaturpfads der ursprüngliche mechanische Last- und Verformungszustand einstellt, vgl. Abbildung 5.7. NEVES/VALENTE/RODRIGUES 2002 bestätigen durch weitere numerische Simulationen, dass die kritische Temperatur von Stahlstützen deutlich geringer sein kann als diejenige Temperatur, bei welcher die Tragfähigkeit gemäß den vereinfachten Bemessungsverfahren nach DIN EN 1993-1.2 (2010) überschritten ist.

WANG 2004 bezeichnet die kritische Temperatur gemäß der Definition nach VALENTE/NEVES 1999 als Versagenstemperatur (FAILURE TEMPERATURE). Er beschreibt auf der Grundlage theoretischer Untersuchungen, dass die Versagenstemperatur deutlich

höher liegt als die Knicktemperatur¹, bei welcher die temperaturabhängige Traglast erreicht wird. Je schlanker die Stütze ist, desto größer ist die Temperaturdifferenz zwischen der Knicktemperatur und Versagenstemperatur. Inwiefern mit der Versagenstemperatur ein Versagen eines Bauteils eintritt, wird jedoch nicht näher erläutert.

In einer späteren Parameterstudie benennen LI ET AL. 2010 die Einflüsse entscheidender Parameter auf die Versagenstemperatur von Stahlstützen bei einer Dehnungsbehinderung: (1) Mit zunehmender Steifigkeit der umgebenden Tragstruktur reduziert sich die Versagenstemperatur. Ab einer Grenzsteifigkeit wird die Versagenstemperatur für größere Steifigkeiten allerdings nicht weiter abfallen. (2) Die Temperaturdifferenz zwischen der Versagenstemperatur und der Knicktemperatur steigt mit zunehmender Steifigkeit der umgebenden Tragstruktur, mit zunehmender Schlankheit sowie bei einem abnehmenden mechanischen Belastungsgrad.

SHEPHERD/BURGESS 2011 beschreiben mit Hilfe analytischer Formulierungen für ein mechanisches Federmodell das Last-Temperaturverhalten dehnungsbehinderter Stützen. Für die analytischen Formulierungen wurde eine vollständige Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit angenommen, nachdem die Knicktemperatur erreicht ist. Außerdem wurde eine Annahme für die Beziehung zwischen der Stablängsverformung sowie der seitlichen Auslenkung und auch für das Maß einer Ersatzimperfection getroffen. Die analytischen Beziehungen können das mechanische Verhalten im Verlauf des abfallenden Last-Temperaturpfads auch für niedrige Grade der Dehnungsbehinderung erklären. Für sehr niedrige Grade der Dehnungsbehinderung ($\rho < 0,04$) gelang die iterative Lösungssuche jedoch nicht mehr. SHEPHERD/BURGESS 2011 ziehen die Erkenntnisse aus einer Parameterstudie mit dem Federmodell heran, um das Erfordernis einer robusten Bauweise für Stahlrahmenkonstruktionen herauszustellen. Die Robustheit einer Konstruktion ermöglicht Lastumlagerungen innerhalb des Gesamttragwerks und hat das Ziel einen progressiven Kollaps zu verhindern, vgl. STAROSSEK/HABERLAND 2011.

ALI/O'CONNOR 2001 veröffentlichen die Ergebnisse experimenteller Untersuchungen an Stützen mit einer Rotationsbehinderung an den Stützenenden. Es wurden jeweils zehn Versuche für zwei verschiedene Einspanngrade bei einer gleichzeitigen Dehnungsbehinderung durchgeführt. Der mechanische Lastgrad wurde in fünf Schritten zwischen 0 und 0,8 variiert. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass eine Rotationsbehinderung sowohl die Temperatur, bei welcher die Traglast erreicht wird, als auch die kritische Temperatur vergrößert. Zudem weisen die Last-Temperaturverläufe der Versuche keinen schlagartigen Lastabfall auf.

¹ Die Bezeichnung KNICKTEMPERATUR wird in dieser Arbeit für diejenige Temperatur verwendet, bei welcher eine Last-Temperaturkurve einen schlagartigen Lastabfall beziehungsweise einen vertikalen Verlauf aufweist. Sie wird in der englisch sprachigen Literatur als BUCKLING TEMPERATURE bezeichnet und hier mit KNICKTEMPERATUR übersetzt, vgl. zum Beispiel WANG 2004 und LI/WANG 2013.

In WANG/DAVIES 2003 sind die Ergebnisse von Brandversuchen an Stützen mit einer Rotationsbehinderung dargestellt. Die Versuche wurden an vollständigen Systemen, bestehend aus einer Stütze und zwei am Steg angeschlossenen Querträgern, durchgeführt. Es wurden verschiedene Kombinationen der Lasten auf die Stütze und die Querträger untersucht, um unterschiedliche Momentenverläufe in der Stütze hervorzurufen. Zudem wurden zwei verschiedene Anschlussarten für die Verbindung der Stütze mit den Querträgern unterschieden. Es zeigte sich, dass die Momentenverläufe im Brandverlauf komplexen Änderungen unterliegen. Die Versagenstemperatur wurde hauptsächlich durch die äußere mechanische Belastung beeinflusst. Hingegen zeigte sich nur ein geringer Einfluss auf die Versagenstemperatur durch den Anschluss und das anfängliche Biegemoment in der Stütze. Gute Übereinstimmungen mit den Testergebnissen konnten von WANG/DAVIES 2003 bei einer Nachrechnung ohne Berücksichtigung der Biegemomente mit einer Knicklänge in Höhe der 0,7-fachen Stützenlänge erreicht werden.

5.3 Entwicklung von Last-Temperaturkurven für dehnungsbehinderte Stützen

Um das Last-Temperaturverhalten von Stützen mit einer Dehnungsbehinderung für den Brandfall zu beschreiben, wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit numerische Berechnungen nach der Plastizitätstheorie durchgeführt. Dabei erfolgte die Modellierung analog zu den Darstellungen in Abschnitt 4.5 für die numerischen Untersuchungen von Stützen als Einzelbauteil. Dies gilt vor allem für die Querschnittsidealisierung sowie für die Werkstoff- und Imperfektionsannahmen. Es wurden nichtlineare Werkstoffgesetze, Eigendehnungen mit einer linearen Verteilung nach den Gleichungen (3.18) sowie geometrische Imperfektionen mit einem Maß von $L/1000$ berücksichtigt.

5.3.1 Systemannahmen und FE-Modellierung

Am Fuß sowie am Kopf der Stütze wurde jeweils eine Stirnplatte mit der 5-fachen Flanschdicke angeordnet. Diese wurde am Fuß linienförmig entlang des Stegs in Richtung der Stablängsachse gehalten. Quer zur Stabachse erfolgte die Lagerung ebenfalls linienförmig entlang des Stegs in Richtungen der schwachen Achse. Am Kopf wurde die Stirnplatte entlang des Stegs nur quer zur Stabachse gehalten. An beiden Stützenenden wurden zusätzlich zwei Punktlager in Richtungen der starken Achse auf Höhe der Schwerachse angeordnet. Eine linienförmige Lagerung in Richtung der starken Achse würde hier eine temperaturinduzierte Querdehnung entlang des Stegs verhindern und zu ungewollten Zwangsspannungen führen. Die Dehnungsbehinderung wird punktförmig durch eine Wegfeder am Stützenkopf auf Höhe der Schwerachse berücksichtigt. Auf diese Weise werden sämtliche Translationen verhindert, jedoch Rotationen um die Stegachse (schwache Achse) erlaubt, vgl. Abbildung 5.8.

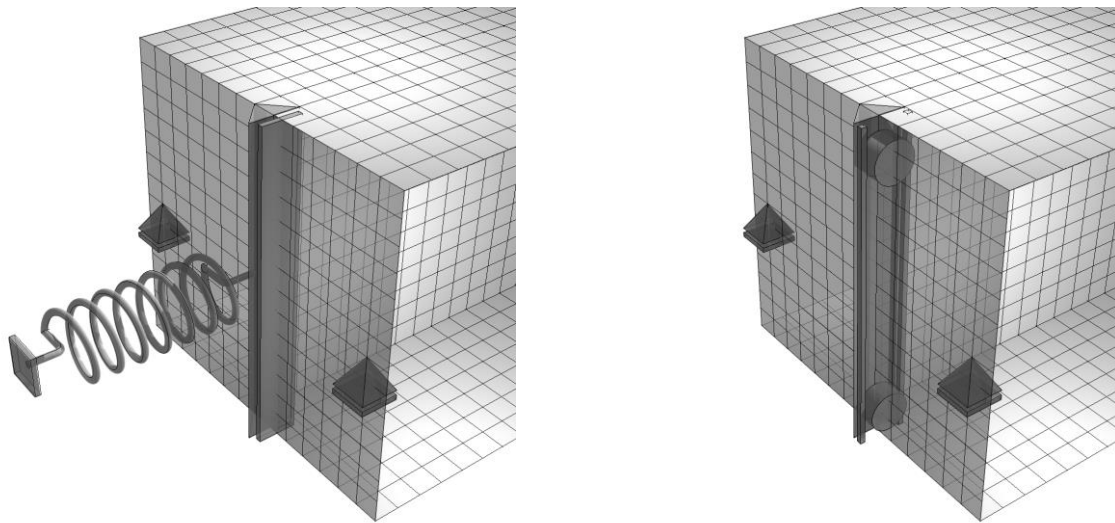


Abbildung 5.8: Zeichnerische Darstellung der Auflagermodellierung am Stützenkopf (links) und am Stützenfuß (rechts)

Die äußere mechanische Belastung wurde als gleichmäßige Flächenlast auf der Stirnplatte am Stützenkopf eingebracht. In Schritten von jeweils 10 °C wurde die Temperatur und somit die thermische Dehnung im Bauteil gesteigert. Thermische Dehnungen wurden nach den Angaben von KORDINA/KLINGSCH 1983 bzw. der DIN EN 1993-1-2 (2010) berücksichtigt, vgl. Gleichungen (2.13). Die Werkstoffgesetze nach RUBERT/SCHAUMANN 1985 mit den Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988 wurden ebenfalls in Schrittweiten von jeweils 10 °C für alle Temperaturen zwischen 20 °C und 700 °C implementiert. Für andere Temperaturen, die zwischen den Schrittweiten liegen, wurden die Werkstoffgesetze durch das Programm interpoliert.

Es wurde ausschließlich der Stabilitätsfall „Knicken um die schwache Achse“ mit beidseitig gelenkiger Lagerung untersucht.

Verfahren zur Gleichgewichtsermittlung

Die numerischen Untersuchungen der Stützen wurden für einen Grad der Dehnungsbehinderung durchgeführt, welcher bei üblichen Hochbaukonstruktionen zu erwarten ist. Nach FRANSEN 2000 liegt das Verhältnis der Dehnsteifigkeit einer Stütze zur Steifigkeit der umgebenden Tragstruktur üblicherweise im Bereich von 0,02 bis 0,03. Wie am Einführungsbeispiel in Abschnitt 5.1 gezeigt wurde, kommt es bei solch niedrigen Steifigkeitsverhältnissen zu sprunghaften Verformungsänderungen und Lastumlagerungen, wenn die Traglast in der Stütze erreicht ist. Im Last-Temperaturdiagramm ist dann ein vertikaler Verlauf zu beobachten, da sich die Stütze durch ein schlagartiges seitliches Auslenken der Belastung entzieht, vgl. exemplarische Darstellung in Abbildung 5.5. Eine weggesteuerte Berechnung, wie sie in Abschnitt 4.5 beschrieben wurde, bricht bei

Zurückschlagproblemen häufig an Umkehrpunkten auf Grund von numerischen Schwierigkeiten ab, vgl. NASDALA 2015.

Mit einer dynamischen Analyse können numerische Schwierigkeiten umgangen werden und die Berechnung auch bei sehr niedrigen Steifigkeitsverhältnissen in den Nachknickbereich fortgesetzt werden. Dies soll qualitativ an den Graphen des Einführungsbeispiels nach Abbildung 5.2 (rechts) gezeigt werden: Bei der dynamischen Analyse wird die Belastung über einen bestimmten Zeitraum gesteigert und bei Erreichen des Zielwerts konstant gehalten. Bis zum Durchschlagpunkt verhält sich das System quasistatisch. Bei Erreichen der Stützentraglast fängt das System an zu schwingen, vgl. Abbildung 5.9 (oben). Auch wenn sich mit der ungedämpften dynamischen Analyse bis in den Nachtraglastbereich rechnen lässt, ist eine Ergebnisauswertung aber nicht eindeutig durchführbar, da das System in eine Endlosschwingung gerät, vgl. NASDALA 2015. Wenn dahingegen die dynamische Berechnung mit einer Dämpfung durchgeführt wird, klingt die Endlosschwingung ab, vgl. Abbildung 5.9 (unten).

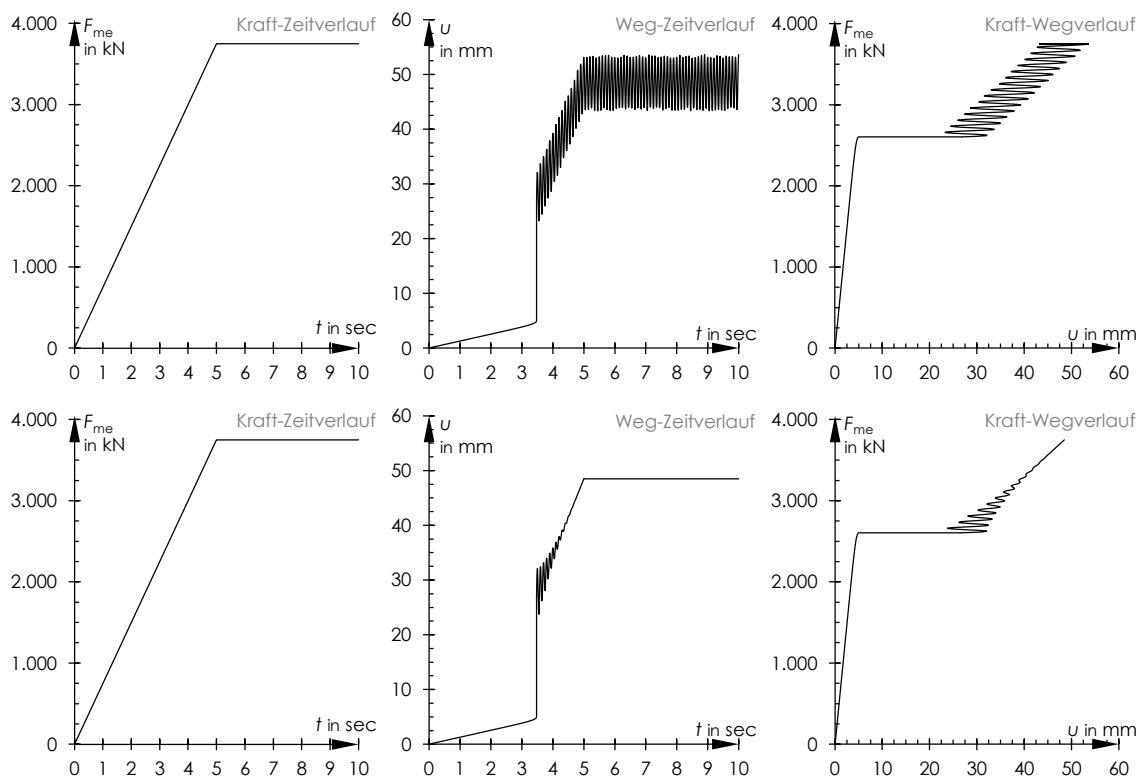


Abbildung 5.9: Ungedämpfte dynamische Berechnung (oben); gedämpfte dynamische Berechnung (unten)

Da eine statische Analyse genaugenommen zeitunabhängig ist, wird oft der Begriff Stabilisierung anstelle von Dämpfung verwendet. Die globale Stabilisierung erfolgt durch die Implementierung jeweils eines Dämpfers an jedem Knoten des Systems. In ANSYS WORKBENCH 17.0 kann die Stabilisierung über einen volumenproportionalen Dämpfungsfaktor c nach Gleichung (5.8) oder ein Energie-Dissipationsverhältnis definiert werden. Das Energie-Dissipationsverhältnis α beschreibt das Verhältnis der Stabilisierungsenergie (dissipierte Energie) zur inneren Energie (potenzielle Energie).

$$\mathbf{D} = c \cdot \mathbf{M}_1 \quad (5.8)$$

mit

\mathbf{D} = Dämpfungsmatrix

\mathbf{M}_1 = Massenmatrix bei Einheitsdichte 1 kg/m^3

Es hat sich im Laufe der Berechnungsdurchführung in dieser Arbeit als eine pragmatische Lösung erwiesen, den Dämpfungsfaktor c nicht direkt vorzugeben, sondern durch das Programm während des ersten Inkrements für ein Energie-Dissipationsverhältnis von 10^{-4} bestimmen zu lassen. Um zu überprüfen, ob es durch die Stabilisierung zu einer Verfälschung der Ergebnisse kommt, wurde für jede Berechnung zusätzlich eine Sensitivitätsuntersuchung mit Energie-Dissipationsverhältnissen zwischen 10^{-1} bis 10^{-5} durchgeführt. Bei Verhältniswerten zwischen 10^{-3} bis 10^{-4} zeigten sich bei dem in Abbildung 5.10 dargestellten Fall keine größeren Unterschiede in den Last-Temperaturkurven. Größere Verhältniswerte verzögerten die Lastumkehr um bis zu 50°C . Bei einem Energie-Dissipationsverhältnis von 10^{-5} oder weniger bricht die Berechnung frühzeitig ab, so dass die Stabilisierung nicht gelingt.

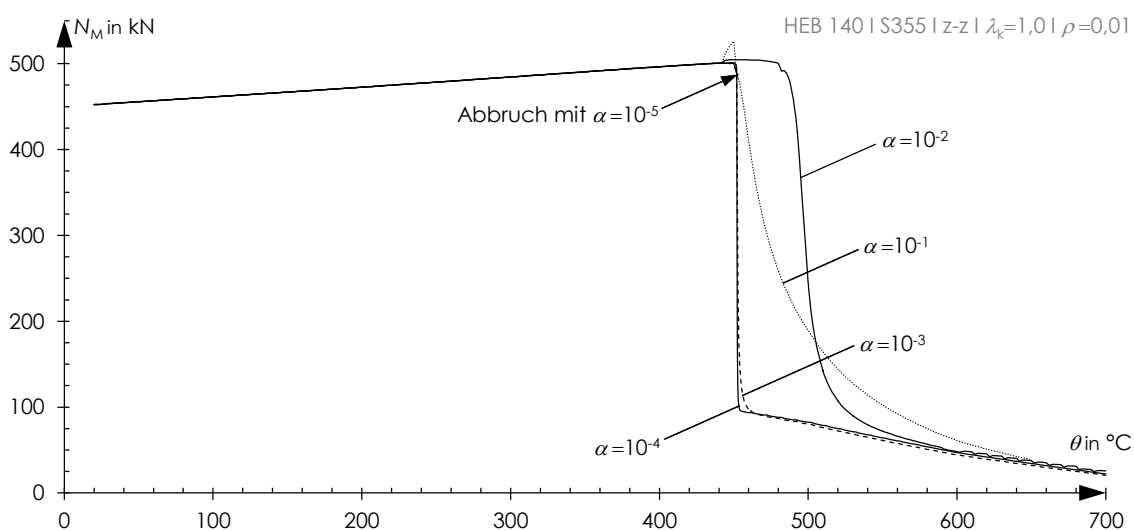


Abbildung 5.10: Last-Temperaturkurven für eine Sensitivitätsuntersuchung mit verschiedenen Energie-Dissipationsverhältnissen

5.3.2 Überprüfung und Absicherung des Berechnungsverfahrens

An der University of Ulster wurden 1997 großmaßstäbliche Brandversuche an dehnungsbehinderten Stahlstützen durchgeführt. Die Versuchsdurchführung sowie die experimentell bestimmten Last-Temperaturkurven der Ulster-Tests sind in RANDALL 1998 und SHEPHERD 1999 dokumentiert. Sie eignen sich für eine Nachrechnung, da auch der abfallende Last-Temperaturpfad aufgezeichnet werden konnte, und somit die dargestellte Berechnungsmethodik für eine vollständige Last-Temperaturbeziehung validiert werden kann.

Die Nachrechnung erfolgte für ein konstantes Steifigkeitsverhältnis der umgebenden Tragstruktur zur Stütze von 10% für einen Profilquerschnitt 152x152x23UC nach dem BS 4-1 (2005). Die Stützenlänge betrug 1800 mm, was einem Schlankheitsgrad von 0,605 entspricht. Im Versuch wurde die Dehnungsbehinderung durch einen Querriegel aus Baustahl realisiert. Die im Zugversuch gemessene Streckgrenze des Stahls betrug 321 N/mm^2 . Das Maß der aufgezeichneten geometrischen Imperfektionen war bei allen Versuchen kleiner als $L/2000$.

Bei der Nachrechnung wurden für erhöhte Temperaturen Werkstoffgesetze nach RUBERT/SCHAUMANN 1985 mit den Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988 verwendet. Geometrische Imperfektionen wurden affin zur ersten Eigenform angenommen. Die Eigenform wurde auf ein Maß skaliert, welches der vor dem Versuch gemessenen maximalen Abweichung von einer perfekt ebenen Stütze entspricht. Strukturelle Imperfektionen in Form von Eigendehnungen wurden nach ECCS (1984) angesetzt, vgl. Gleichung (3.18).

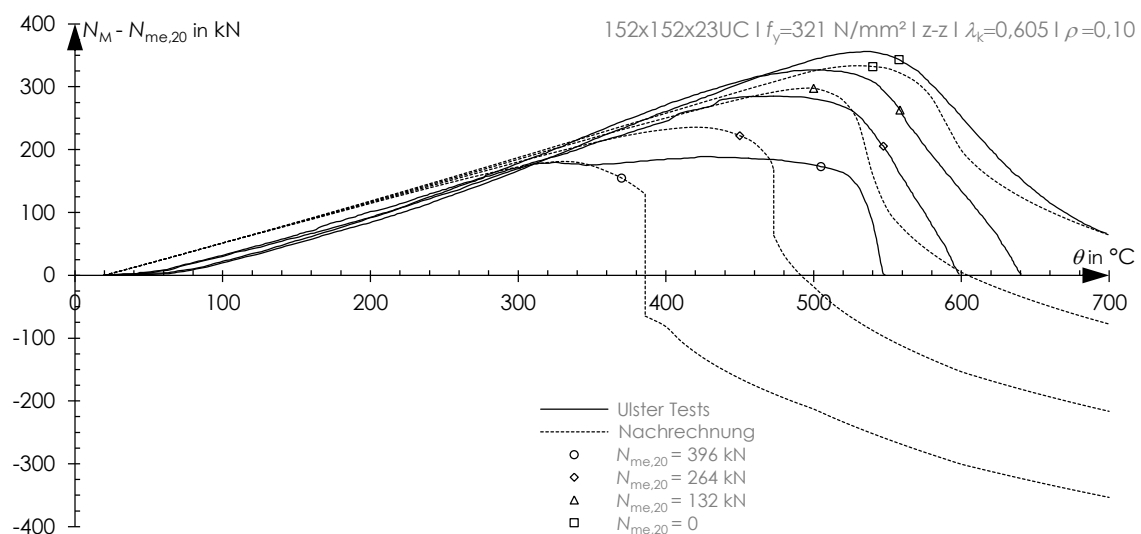


Abbildung 5.11: Gegenüberstellung von Last-Temperaturkurven der Ulster-Tests (SHEPHERD 1999) und den Nachrechnungen

Die thermische Dehnung des verwendeten Baustahls wurde von SHEPHERD 1999 in Vorversuchen analysiert. Es zeigte sich, dass die gemessenen Dehnungen sehr genau beschrieben werden können, wenn die Angaben der DIN EN 1993-1-2 (2010) nach Gleichung (2.13 a) in 0,92-facher Höhe angesetzt werden. Die Nachrechnungen in dieser Arbeit erfolgten ebenfalls mit den 0,92-fachen Werten. Im Anhang C werden sämtliche Eingangsparameter der numerischen Modelle angegeben.

In Abbildung 5.11 sind jeweils vier Last-Temperaturkurven der Versuche und aus den Nachrechnungen gegenübergestellt. Die vier Kurven unterscheiden sich im mechanischen Lastgrad vor dem Brandereignis. Auf der Ordinate werden die Temperaturdifferenzen zur mechanischen Stützenlast bei Normaltemperatur $N_{me,20}$ angegeben.

Mittels numerischer Simulation können die Last-Temperaturbeziehungen aus den Versuchen im Wesentlichen nachgerechnet werden. Dies gilt vor allem für den qualitativen Verlauf mit einem nahezu linearen Lastanstieg, dem schlagartigen Lastabfall und der Restabilisierung bei hohen Temperaturen. Aus verschiedenen Gründen ergeben sich bei der Nachrechnung Abweichungen von der Knicktemperatur sowie von der kritischen Temperatur. Zum einen kann angezweifelt werden, dass die verwendeten Werkstoffgesetze das reale Werkstoffverhalten, insbesondere die Kriecheffekte, korrekt abbilden. Das Zeit-Temperaturverhalten wurde nicht dokumentiert, hat aber einen bedeutenden Einfluss auf das Kriechverhalten. Zum anderen konnten sich die Stützen aufgrund eines Schlupfes in den Auflagern zu Versuchsbeginn frei ausdehnen, vgl. SHEPHERD 1999. Ein weiterer Effekt, der zu Abweichungen bei den Nachrechnungen führt, ist, dass im Versuch kein echtes Gelenk umgesetzt werden konnte. Durch Rußbildung und einer damit einhergehenden vergrößerten Reibung ergab sich eine Teileinspannung der Stütze an den Endauflagern, vgl. SHEPHERD 1999. Eine Teileinspannung erhöht die Traglast der Stütze und verschiebt somit die Knicktemperatur sowie die kritische Temperatur. Für den Versuch mit $N_{me,20} = 396 \text{ kN}$ zeigt SHEPHERD 1999, dass der Querträger mit Erreichen der maximalen Stützenlast deutlich an Steifigkeit verloren hat. Thermische Dehnungen konnten sich hier zunächst ungehindert ausbilden und führten nicht zu einer weiteren Lastzunahme. Das Einsetzen der Lastumlagerung wurde dadurch deutlich verzögert.

5.3.3 Last-Temperaturkurven bei erhöhten Temperaturen

In diesem Abschnitt wird das Last-Temperaturverhalten von zentrisch belasteten Stützen mit Dehnungsbehinderung beschrieben. Hierzu wurden numerische Berechnungen mit dem Programm ANSYS WORKBENCH 17.0 durchgeführt. Die Modellierung erfolgte gemäß den Darstellungen in den vorherigen Absätzen. Für Stützen mit einem doppelsymmetrischen H-Querschnitt (HEB 140) werden mit Hilfe der Berechnungsergebnisse die Einflüsse verschiedener Parameter diskutiert. Dazu wurden diese innerhalb eines hochbaurelevanten Spektrums gemäß Tabelle 5.1 variiert.

Last-Temperaturstudie 1 (Federsteifigkeit der umgebenden Tragstruktur und Abkühlung)

Mechanischer Lastgrad	$\mu = 0,49$
Schlankheitsgrad	$\bar{\lambda}_k = 1,0$
Federsteifigkeit	$k_s = \{0,01; 0,025; 0,05; 0,1; 0,25; 0,5; 1,0\} \cdot EA/L$
Stahlgüte	S355 ohne Verfestigung
Imperfektionen	$L/1000 + \text{Eigenspannungen}$
Temperaturprofil	$\{20^\circ\text{C} \rightarrow 700^\circ\text{C} \rightarrow 20^\circ\text{C}; 20^\circ\text{C} \rightarrow 400^\circ\text{C} \rightarrow 20^\circ\text{C}\}$

Last-Temperaturstudie 2 (mechanischer Lastgrad und Verfestigung)

Mechanischer Lastgrad	$\mu = \{0,28; 0,35; 0,42; 0,49; 0,56; 0,63; 0,70\}$
Schlankheitsgrad	$\bar{\lambda}_k = 1,0$
Federsteifigkeit	$k_s = \{0,025; 0,05\} \cdot EA/L$
Stahlgüte	S355 {ohne Verfestigung; mit Verfestigung}
Imperfektionen	$L/1000 + \text{Eigenspannungen}$

Last-Temperaturstudie 3 (Schlankheitsgrad)

Mechanischer Lastgrad	$\mu = 0,49 \text{ bei } \bar{\lambda}_k = 1,0 \Rightarrow N_{\text{me},20} = 452 \text{ kN für alle } \bar{\lambda}_k$
Schlankheitsgrad	$\bar{\lambda}_k = \{0,4; 0,6; 0,8; 1,0; 1,2; 1,4; 1,6\}$
Federsteifigkeit	$k_s = 0,025 \cdot EA/L$
Stahlgüte	S355 ohne Verfestigung
Imperfektionen	$L/1000 + \text{Eigenspannungen}$

Last-Temperaturstudie 4 (geometrische Imperfektion)

Mechanischer Lastgrad	$\mu = 0,49$
Schlankheitsgrad	$\bar{\lambda}_k = 1,0$
Federsteifigkeit	$k_s = 0,025 \cdot EA/L$
Stahlgüte	S355 ohne Verfestigung
Imperfektionen	$e_m = L/\{100; 200; 300; 400; 500; 750; 1000\}$

Tabelle 5.1: Eingrenzung der Parameter für die numerischen Berechnungen

Es werden insbesondere die Einflüsse der Dehnungsbehinderung, des Schlankheitsgrades sowie von geometrischen Imperfektionen diskutiert. Darüber hinaus werden Auswirkungen von Werkstoffverfestigungen und einer vollständigen Abkühlung dargestellt. Es wurde ausschließlich der Fall mit Krümmungen um die schwache Achse bei einer beidseitig gelenkigen Lagerung untersucht. Insgesamt ergaben sich 53 Modelle, die in mindestens 69 Temperaturschritten berechnet wurden. Die Stützenlast wird in den meisten Darstellungen auf die Traglast bei Normaltemperatur bezogen:

$$\nu = \frac{N_M}{A \cdot f_y \cdot \chi_{\theta, \min}(100^\circ\text{C})} \quad (5.9)$$

5.4 Einflüsse auf das Tragverhalten dehnungsbehinderter Stützen

5.4.1 Einfluss der Dehnungsbehinderung

Die umgebende Tragstruktur, welche für die Stütze eine Behinderung von Längenausdehnungen verursacht, wurde in den Berechnungen vereinfacht als Wegfeder mit konstanter Federsteifigkeit k_S berücksichtigt. Der Grad der Dehnungsbehinderung beschreibt den Verhältnisswert zwischen der Federsteifigkeit k_S und der Dehnsteifigkeit k_M der Stütze bei Normaltemperatur nach Gleichung (5.6). Um den Einfluss der Dehnungsbehinderung auf das Last-Temperaturverhalten der Stütze zu analysieren, wurde der Grad der Dehnungsbehinderung zwischen 0,01 und 1 variiert. Der Schlankheitsgrad der Stütze beträgt 1,0 und der mechanische Lastgrad das 0,49-fache der Traglast bei 100 °C beziehungsweise bei Normaltemperatur gemäß Tabelle 5.1.

In der Abbildung 5.12 sind die entsprechenden Last-Temperaturverläufe dargestellt. Bei allen Kurven ist mit zunehmender Temperatur ein Ansteigen der Stützenkraft zu beobachten. Die Steigung ist bis zum Erreichen der Traglast in der Stütze annähernd konstant. Näherungsweise kann hier die Lastzunahme der Stütze infolge der thermischen Dehnung ε_{th} durch eine Reihenschaltung zweier Wegfedern beschrieben werden:

$$N_{rst} = N_M - N_{me} = \varepsilon_{th} \cdot L \cdot \left(\frac{1}{k_M} + \frac{1}{k_S} \right)^{-1} \quad (5.10)$$

Das Maß der Lastzunahme in der Stütze entspricht dem Maß der Entlastung der umgebenden Tragstruktur. Nach Erreichen der Traglast, nimmt die Stützenlast mit steigenden Temperaturen ab.

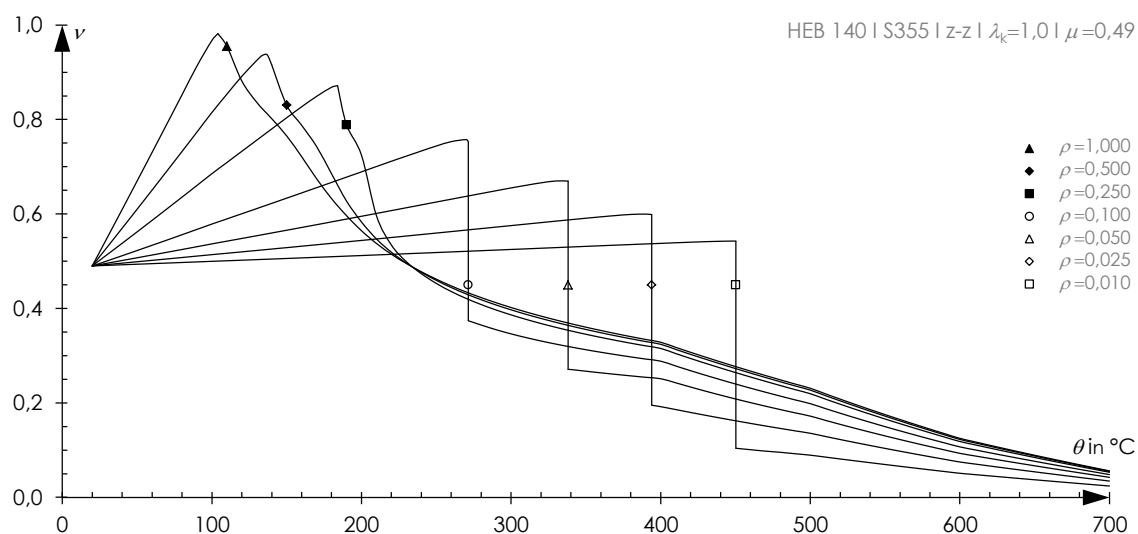


Abbildung 5.12: Last-Temperaturverläufe für verschiedene Grade der Dehnungsbehinderung (Last-Temperaturstudie I)

Wenn der mechanische Lastgrad unterschritten ist, sind durch die umgebende Tragstruktur zusätzliche Lasten im Vergleich zum ursprünglichen Belastungszustand bei Normaltemperatur aufzunehmen. Die Differenz zur mechanischen Stützenlast $N_{me,20}$ ist dann negativ.

Für hohe Grade der Dehnungsbehinderung wird die temperaturabhängige Traglast der Stütze bereits bei vergleichsweise niedrigen Temperaturen erreicht. Für $\rho \geq 0,25$ können die Stützenlasten im Verlauf des abfallenden Last-Temperaturpfads stetig in die umgebende Tragstruktur umgelagert werden. Der vollständige Kurvenverlauf weist keine vertikale Tangente auf. Die kritische Temperatur, bei der sich in der Stütze der ursprüngliche Last- und Verschiebungszustand in Längsrichtung einstellt, beträgt 233 °C. Bei niedrigen Graden der Dehnungsbehinderung ($\rho \leq 0,10$) können die Stützenlasten nach Erreichen der Traglast nur mit einem schlagartigen Verformungszuwachs umgelagert werden. Die Knicktemperatur ist größer als die kritische Temperatur der Stützen mit $\rho \geq 0,25$. Die Stützenlast bleibt auch nach der schlagartigen Lastumlagerung abhängig vom Grad der Dehnungsbehinderung, da dieser die Zwangskraftentwicklung infolge von thermischen Dehnungen unmittelbar beeinflusst.

Die sich einstellenden Auslenkungen w_m rechtwinklig zur Stützenachse sind in Abbildung 5.13 ausgewertet. Für die Verformungen ausgewählter Fälle ist außerdem in Abbildung 5.14 die temperaturabhängige plastische Querschnittstragfähigkeit $N_{lim,z} \cdot k_{y,0}$ in bezogener Form angegeben. Hier wird deutlich, dass bei einem niedrigen Grad der Dehnungsbehinderung ($\rho = 0,025$) nach dem schlagartigen Lastabfall eine vollständige Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit erreicht wird. Für größere Grade der Dehnungsbehinderung ($\rho \geq 0,10$) wird hingegen die plastische Querschnittstragfähigkeit $N_{lim,z}$ erst bei sehr hohen Temperaturen erreicht.

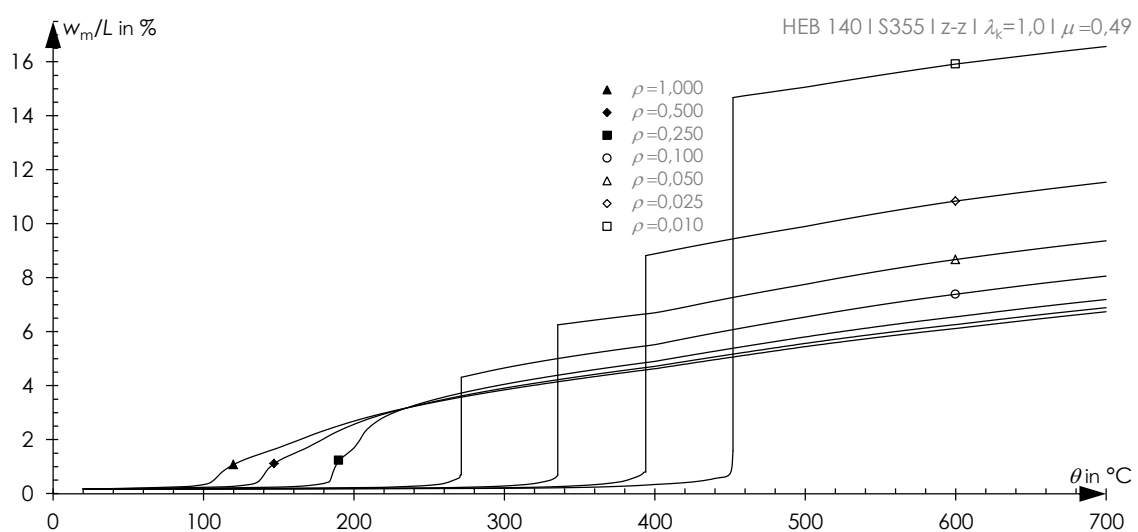


Abbildung 5.13: Verformungs-Temperaturverläufe für verschiedene Grade der Dehnungsbehinderung (Last-Temperaturstudie I)

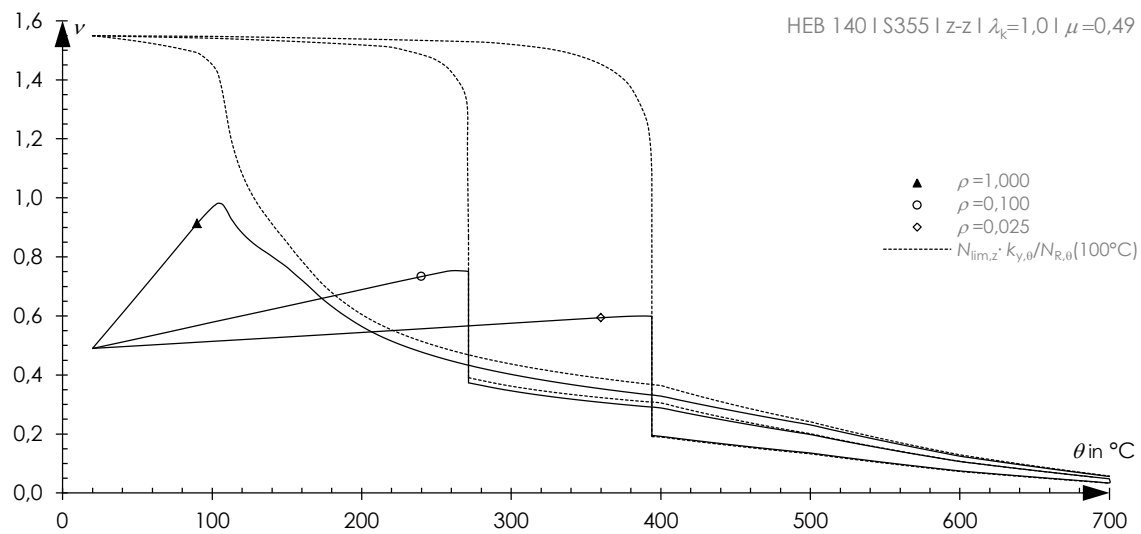


Abbildung 5.14: Ausgewählte Last-Temperaturverläufe mit Angabe der plastischen Querschnittstragfähigkeit $N_{lim,z}$ (Last-Temperaturstudie 1)

5.4.2 Einfluss des mechanischen Lastgrades

Der mechanische Lastgrad μ beschreibt den ursprünglichen Belastungszustand der Stütze bei Normaltemperatur. Er entspricht dem Verhältniswert aus der mechanischen Stützenlast und der Traglast der Stütze nach Gleichung (5.7). Wenn die Stützensnutzung bei Normaltemperatur groß ist, das heißt der mechanische Lastgrad hoch ist, wird die temperaturabhängige Traglast der Stütze auf Grund der Entwicklung von Zwangskräften bei vergleichsweise niedrigen Temperaturen erreicht, vgl. Abbildung 5.15. Je geringer der mechanische Lastgrad ist, desto höher ist die Knicktemperatur. Dies bedeutet, dass eine Überbemessung einer Stütze die Knicktemperatur vergrößern kann.

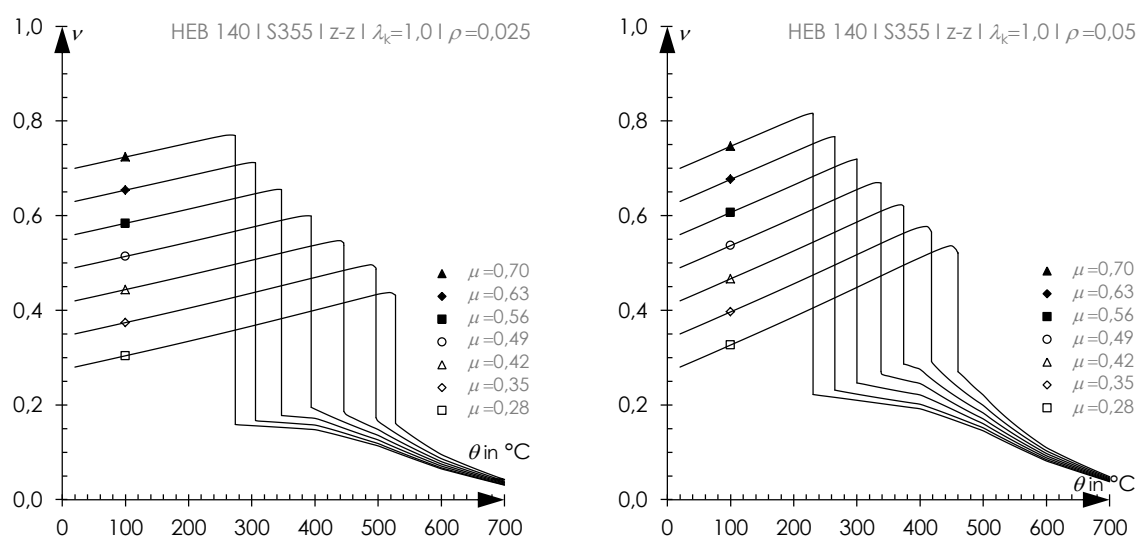


Abbildung 5.15: Last-Temperaturverläufe für verschiedene mechanische Lastgrade (Last-Temperaturstudie 2) bei $\rho = 0,025$ (links) und $\rho = 0,05$ (rechts)

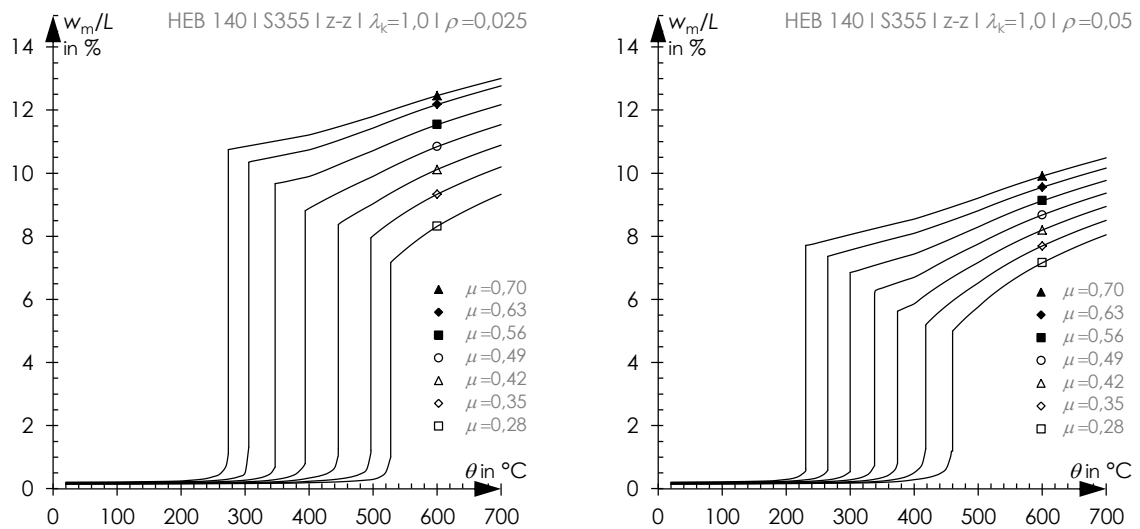


Abbildung 5.16: Verformungs-Temperaturverläufe für verschiedene mechanische Lastgrade (Last-Temperaturstudie 2) bei $\rho = 0,025$ (links) und $\rho = 0,05$ (rechts)

In Abbildung 5.16 sind Verformungs-Temperaturverläufe für die verschiedenen mechanischen Lastgrade ausgewertet: Das Maß des schlagartigen Verformungssprungs steigt mit zunehmendem mechanischem Lastgrad. Ein großer Verformungssprung ist mit einem ebenso großen Lastabfall verbunden. Dieses Verhalten kann auch in den Last-Temperaturverläufen der Ulster-Tests beziehungsweise bei den Nachrechnungen beobachtet werden, vgl. Abbildung 5.11. Hier stellt sich bei der ursprünglich lastfreien Stütze keine schlagartige Lastumlagerung mehr ein.

Ein Vergleich der abfallenden Last-Temperaturpfade in Abbildung 5.15 zeigt, dass die in der Stütze verbleibende Last größer ist, wenn der mechanische Lastgrad niedrig ist. Aufgrund des vergleichsweise kleineren Verformungssprungs verbleibt hier eine größere Reststeifigkeit der Stütze.

5.4.3 Einfluss des Schlankheitsgrades

Um den Einfluss des Schlankheitsgrades $\bar{\lambda}_k$ auf den Last-Temperaturverlauf zu untersuchen, wurde für eine konstante mechanische Stützenlast $N_{me,20}$ die Länge L der Stütze variiert, so dass sich verschiedene Schlankheitsgrade zwischen 0,6 und 1,6 ergeben. Die mechanische Stützenlast aller untersuchten Fälle entspricht dem 0,49-fachen der Traglast für $\bar{\lambda}_k = 1,0$.

Der mechanische Lastgrad μ ist abhängig vom Schlankheitsgrad beziehungsweise der Stützenlänge. Die Federsteifigkeit zur Berücksichtigung der umgebenden Tragstruktur wurde für die jeweilige Stützenlänge so gewählt, dass der Grad der Dehnungsbehinderung 0,025 beträgt.

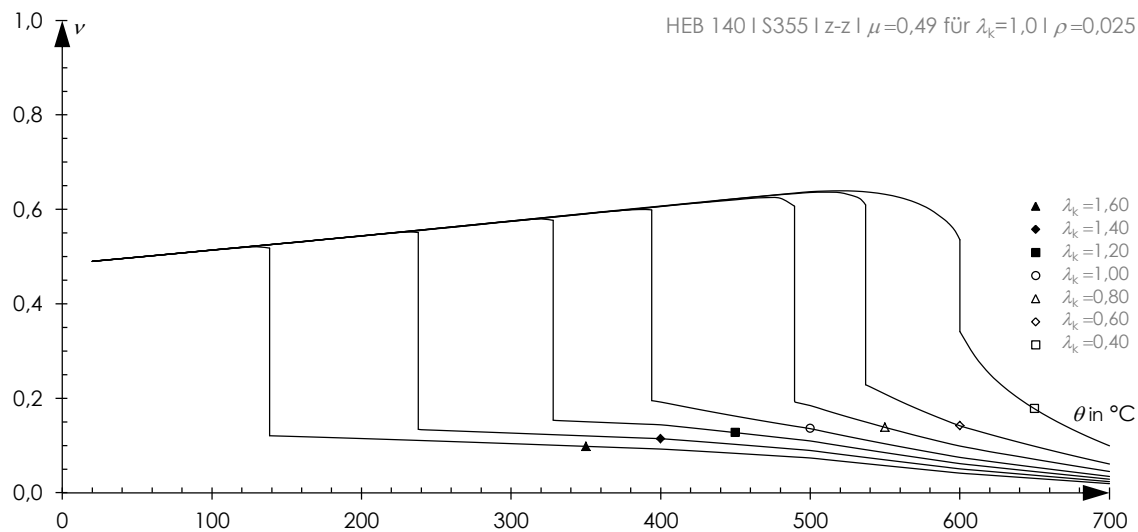


Abbildung 5.17: Last-Temperaturverläufe für verschiedene Schlankheitsgrade (Last-Temperaturstudie 3) bei einer mechanischen Stützenlast $N_{me,20} = 452$ kN

Die Last-Temperaturverläufe für alle Schlankheitsgrade sind zu Beginn identisch, da für alle Stützen derselbe Grad der Dehnungsbehinderung von 0,025 berücksichtigt wurde. Es gilt: Je schlanker die Stütze ist, desto früher wird im weiteren Verlauf die Knicktemperatur erreicht. Dies ist durch die geringere Traglast begründet, welche mit der größeren Schlankheit einhergeht. Je größer die Differenz zwischen dem mechanischen Lastgrad μ und der bezogenen Traglast χ_0 bei Normaltemperatur ist, desto größer ist die Lastreserve, um Zwangskräfte aufnehmen zu können. Dieses Verhalten kann analog zu den unterschiedlichen Kurvenverläufen für verschiedene mechanische Lastgrade betrachtet werden, vgl. Abschnitt 5.4.2. Auch hier gilt die beschriebene Beziehung zwischen der Differenz von μ und χ_0 zur Knicktemperatur.

5.4.4 Einfluss von geometrischen Imperfektionen

Für den Fall mit einem mechanischen Lastgrad in Höhe der 0,49-fachen bezogenen Traglast und einem Schlankheitsgrad von 1,0 wurde das Maß der geometrischen Imperfektion zwischen $L/100$ und $L/1000$ variiert. Eigenspannungen wurden nicht angesetzt, da allein der Einfluss aus geometrischen Imperfektionen analysiert werden sollte. In Abbildung 5.18 sind die entsprechenden Last-Temperaturkurven dargestellt. Zusätzlich ist eine Vergleichskurve angegeben, bei deren Berechnung Eigenspannungen und eine geometrische Imperfektion mit einem Maß von $L/1000$ berücksichtigt wurden.

Zu Beginn ist die Steigung aller Kurven annähernd gleich. Mit einem zunehmendem Maß der geometrischen Imperfektion sinkt die Traglast. Die Ursache hierfür ist der geometrisch nichtlineare Verformungszuwachs, welcher proportional zum Maß der geometrischen Imperfektion ist, vgl. auch Gleichung (4.3). Mit einem zunehmenden Maß der geometrischen Imperfektion geht eine abnehmende Knicktemperatur einher.

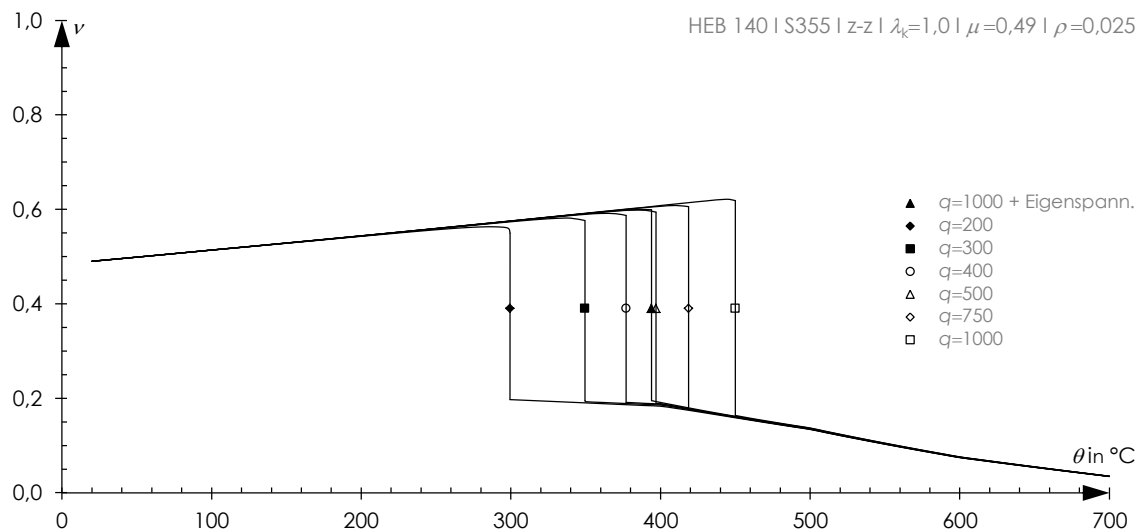


Abbildung 5.18: Last-Temperaturverläufe für verschiedene geometrische Imperfektionen $e_m = L/q$ (Last-Temperaturstudie 4)

Wenn die temperaturabhängige Traglast erreicht ist, setzt die für niedrige Steifigkeitsverhältnisse typische, schlagartige Lastumlagerung ein, bis sich das System wieder stabilisiert. Der Last-Temperaturverlauf ist hier für alle geometrischen Imperfektionen nahezu identisch. Nach dem schlagartigen Lastabfall stellt sich für alle untersuchten Fälle eine vollständige Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit ein. Die Last-Temperaturkurven zeigen für 400 °C, 500 °C und 600 °C jeweils einen Knick. Dieses Verhalten ist auf den nicht stetigen Verlauf der Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988 zurückzuführen.

Die Vergleichskurve mit einem Maß der geometrischen Imperfektion in Höhe von $L/1000$ und dem Ansatz von Eigenspannungen nimmt einen annähernd identischen Verlauf zur Kurve mit $q = L/500$ an. Der Ansatz einer Imperfektion in Höhe von $L/500$ kann somit für den untersuchten Fall den Einfluss von Eigenspannungen ersatzweise abdecken.

5.4.5 Einfluss der Abkühlung

Für die unterschiedlichen Grade der Dehnungsbehinderung ρ zwischen 0,01 und 1,00 wurde die Berechnung der Last-Temperaturverläufe fortgesetzt, um den Einfluss einer Abkühlung von 700 °C auf Normaltemperatur zu analysieren. Die entsprechenden Verläufe sind in Abbildung 5.19 dargestellt. Für 700 °C zeigt sich im Vergleich zum Zustand bei Normaltemperatur eine deutliche Lastreduktion in der Stütze aufgrund der geringen Reststeifigkeit und Querschnittstragfähigkeit. Die mechanische Stützenlast $N_{me,20}$ ist hier deutlich unterschritten, so dass die umgebende Tragstruktur zusätzliche Lasten im Vergleich zum ursprünglichen Belastungszustand bei Normaltemperatur aufnimmt.

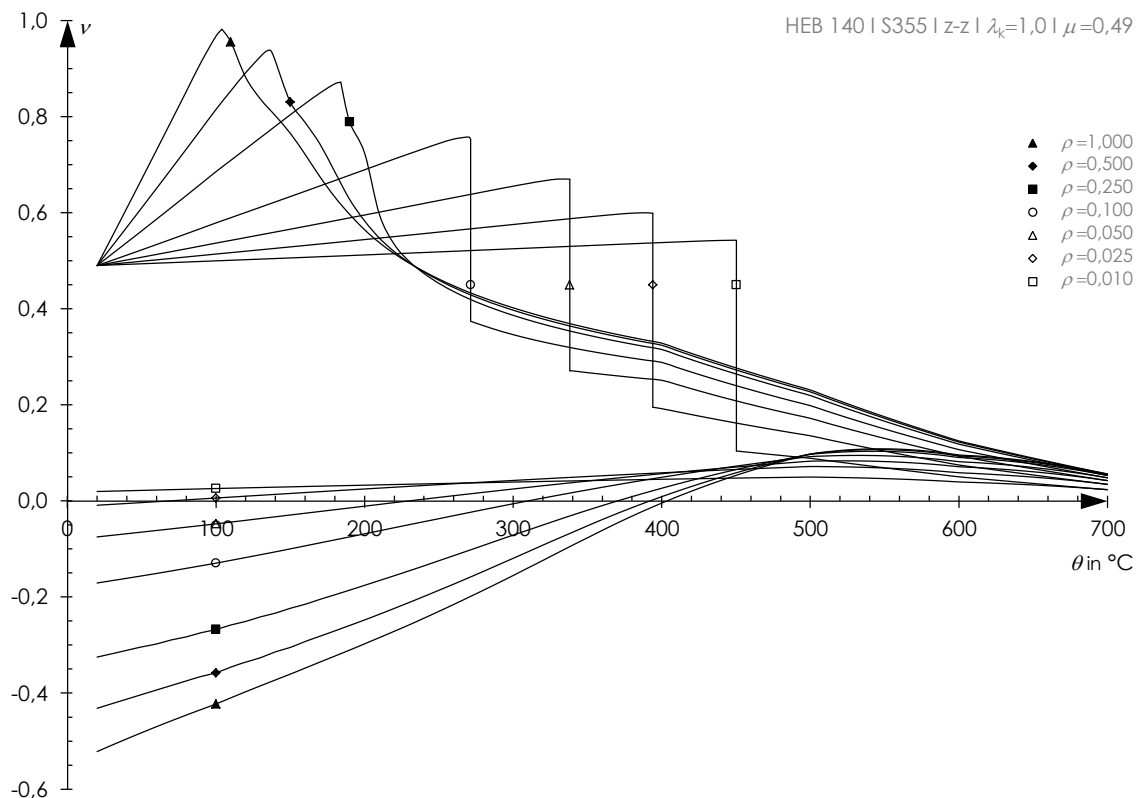


Abbildung 5.19: Last-Temperaturverläufe für verschiedene Grade der Dehnungsbehinderung mit Abkühlung von 700 °C auf 20 °C (erweiterte Last-Temperaturstudie 1)

Wenn die Stütze ausgehend von 700 °C abkühlt, reduzieren sich die thermischen Dehnungen entsprechend. Auch die Stützenauslenkung nimmt ab und die Normalkraft kann bei einer gleichzeitigen Abnahme des Biegemoments wieder anwachsen. Allerdings wirkt die Dehnungsbehinderung auch für negative Dehnungsänderungen, so dass sich bei weiter abnehmenden thermischen Dehnungen Zugkräfte entwickeln. Die Zugkräfte werden in der Anfangsphase der Abkühlung noch durch die Druckkräfte in der Stütze infolge der mechanischen Belastung kompensiert. Mit zunehmender Abkühlung bauen die Normalkräfte immer weiter ab bis sich bei Normaltemperatur insgesamt ein Zugkraftzustand in der Stütze einstellt. Die Stütze „hängt“ sich dann sprichwörtlich in die umgebende Tragstruktur.

Mit dem Grad der Dehnungsbehinderung steigt das Maß der Zugkräfte, die aus der Abkühlung resultieren. Für die umliegende Struktur folgt aus dem dargestellten Verhalten, dass der maßgebende Belastungszustand nicht mit der Maximaltemperatur erreicht ist. Vielmehr führt der Abkühlungsprozess zu einer zusätzlichen Belastung. Dies gilt, sofern während des Brandereignisses die Traglast erreicht wird. Wenn nach einer Abkühlung durch die Stütze Zugkräfte in die umgebende Tragstruktur eingeleitet werden, sind die Beanspruchungen hier sogar größer als bei einem Stützenausfall.

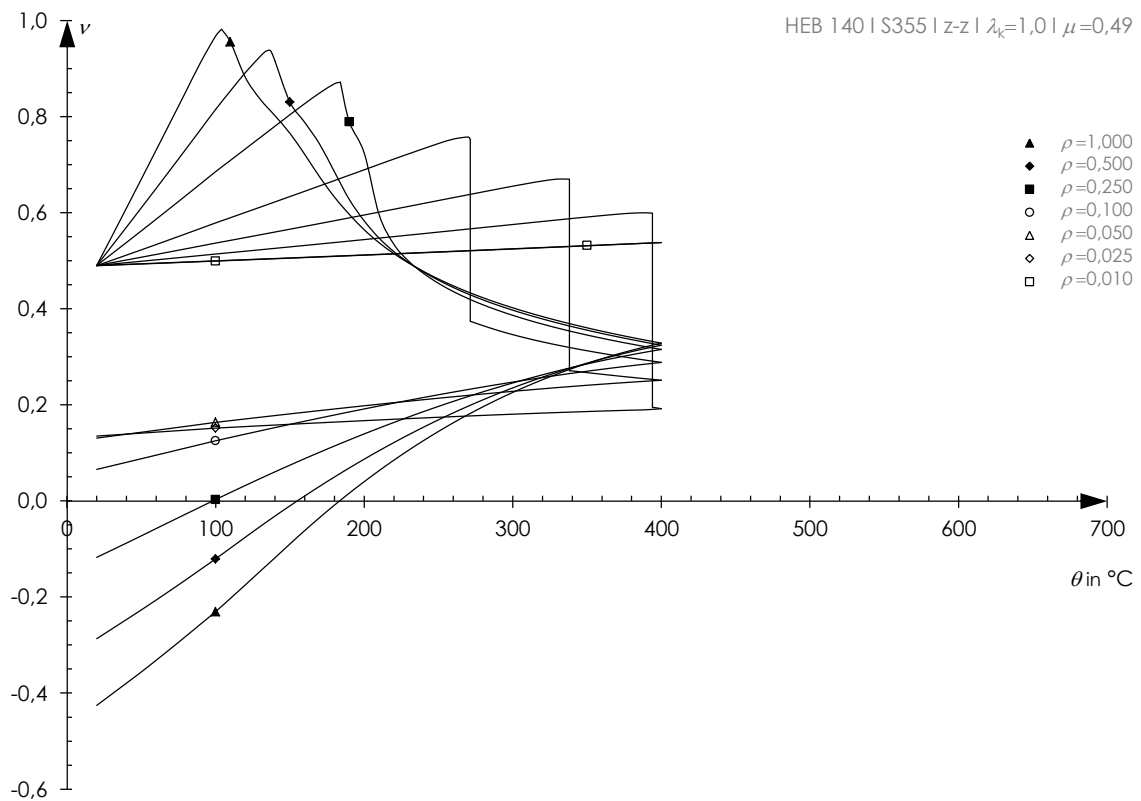


Abbildung 5.20: Last-Temperaturverläufe für verschiedene Grade der Dehnungsbehinderung mit Abkühlung von 400 °C auf 20 °C (erweiterte Last-Temperaturstudie I)

Wenn während des Brandereignisses die Traglast erreicht wird, ist das Maß der Normalkraft nach dem Abkühlprozess vor allem davon abhängig, welche Maximaltemperatur sich während des Brands ergibt. Setzt die Abkühlung beispielsweise bei 400 °C ein, ergeben sich entsprechend geringere Zugkräfte bei der Rückkehr zur Normaltemperatur im Vergleich zu einer Abkühlung, die erst bei 700 °C einsetzt. Bei niedrigen Graden der Dehnungsbehinderung ($\rho < 0,10$) stellen sich beispielsweise keine Zugkräfte ein. In der Stütze verbleibt eine geringe Druckkraft, vgl. Abbildung 5.20.

5.4.6 Einfluss der Werkstoffverfestigung

Auf der Querschnittsebene wurde dargestellt, dass die inneren Biege widerstände doppelsymmetrischer H-Querschnitte durch die Verfestigung des Werkstoffs bei sehr großen Krümmungen zunehmen. In der Randfaser stellen sich infolge der Krümmung große Dehnungen ein, die eine Werkstoffverfestigung hervorrufen. Untersuchungen auf der Bauteilebene zeigen, dass sehr große Krümmungen eher bei gedrun genen Stützen erreicht werden. Der Ansatz von Verfestigungen führt jedoch auch hier zu keiner Steigerung der Traglast. Große Dehnungen, die erforderlich sind, um Spannungen oberhalb der Fließgrenze zu aktivieren, ergeben sich erst im abfallenden Last-Verformungsast nach dem Erreichen der Traglast.

Werkstoffverfestigungen wurden in den Berechnungen nach dem Verfestigungsansatz nach ANHANG A der DIN EN-1993-1-2 (2010) bei Temperaturen bis 400 °C berücksichtigt. Einflüsse auf den Last-Temperaturverlauf dehnungsbehinderter Stützen sind demnach vor allem für Stützen zu erwarten, die eine Knicktemperatur von weniger als 400 °C aufweisen. Die vorangegangenen Untersuchungen haben gezeigt, dass für einen moderaten Grad der Dehnungsbehinderung von $\rho = 0,05$ die Knicktemperatur niedriger als 400 °C ist, wenn der mechanische Lastgrad hoch ist.

Die Ergebnisse für den Fall mit einem Schlankheitsgrad von 1,0 und einem Grad der Dehnungsbehinderung von $\rho = 0,05$ sind in Abbildung 5.21 angegeben. Hier zeigt sich, dass die Normalkraft im Verlauf des abfallenden Last-Verformungspaths größer ist im Vergleich zu dem Fall ohne Verfestigungsansatz. Der Kraftunterschied ist bei einem Schlankheitsgrad von 1,0 jedoch eher gering. Die Last-Temperaturkurven für niedrige mechanische Lastgrade erreichen die Knicktemperatur erst bei mehr als 400 °C. Da Werkstoffverfestigungen nur für Temperaturen bis 400 °C aktiviert werden können, ändert sich der Last-Temperaturverlauf bei Berücksichtigung des Verfestigungsansatzes nicht. Der Verfestigungsansatz hat auf den Last-Temperaturverlauf vor Erreichen der Knicktemperatur keinen Einfluss, da die Krümmungen sowie die Dehnungen in der Randfaser des Querschnitts klein sind.

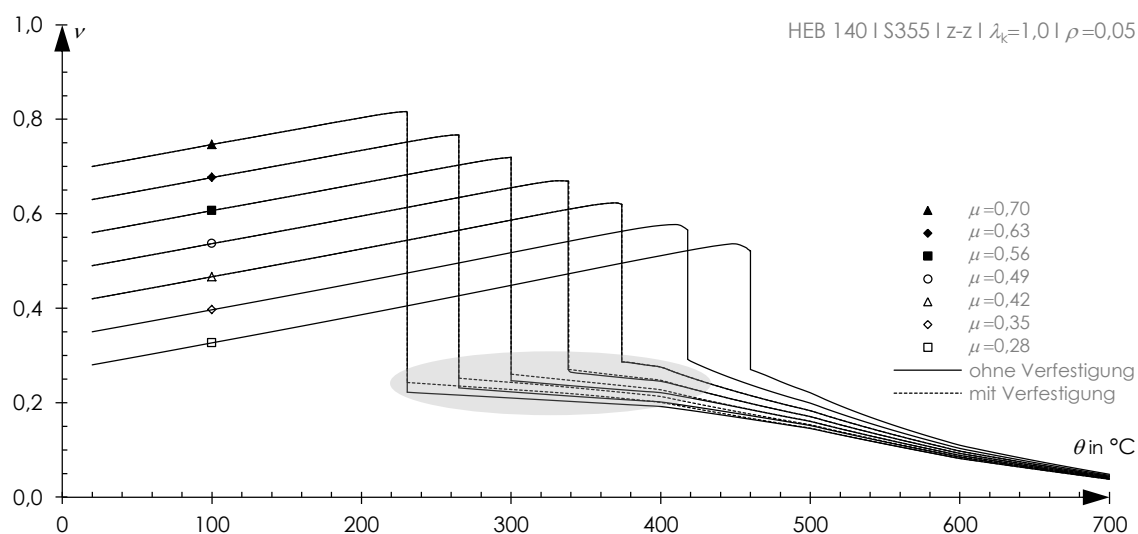


Abbildung 5.21: Last-Temperaturverläufe für verschiedene mechanische Lastgrade mit Berücksichtigung von Werkstoffverfestigungen (erweiterte Last-Temperaturstudie 2)

Ein größerer Einfluss auf den Last-Temperaturverlauf dehnungsbehinderter Stützen wird für gedrungene Stützen mit einem hohen mechanischen Lastgrad erwartet, bei welchen die Knicktemperatur deutlich unterhalb von 400 °C liegt. Auch wenn eine solche Kombination der Parameter nur für die wenigsten Anwendungsfälle relevant ist, wurde dieser Extremfall untersucht, um den Einfluss von Werkstoffverfestigungen vollständig

darstellen zu können. In Abbildung 5.22 ist die entsprechende Last-Temperaturkurve für eine Stütze mit einem Schlankheitsgrad von 0,4, einem mechanischen Lastgrad von 0,84 und einem Grad der Dehnungsbehinderung von 0,05 dargestellt. Hier zeigt sich ein deutlich größerer Einfluss der Werkstoffverfestigungen. Nachdem die Knicktemperatur überschritten ist, tritt die Lastumlagerung ein. Mit zunehmender Stützensauslenkung wachsen die Krümmungen und die Dehnungen in der Randfaser des Querschnitts. Spannungen oberhalb der Fließgrenze werden aktiviert und die Stütze kann bis 400 °C noch deutlich größere Lasten im Vergleich zu einer Stütze ohne Berücksichtigung des Verfestigungsansatzes übernehmen.

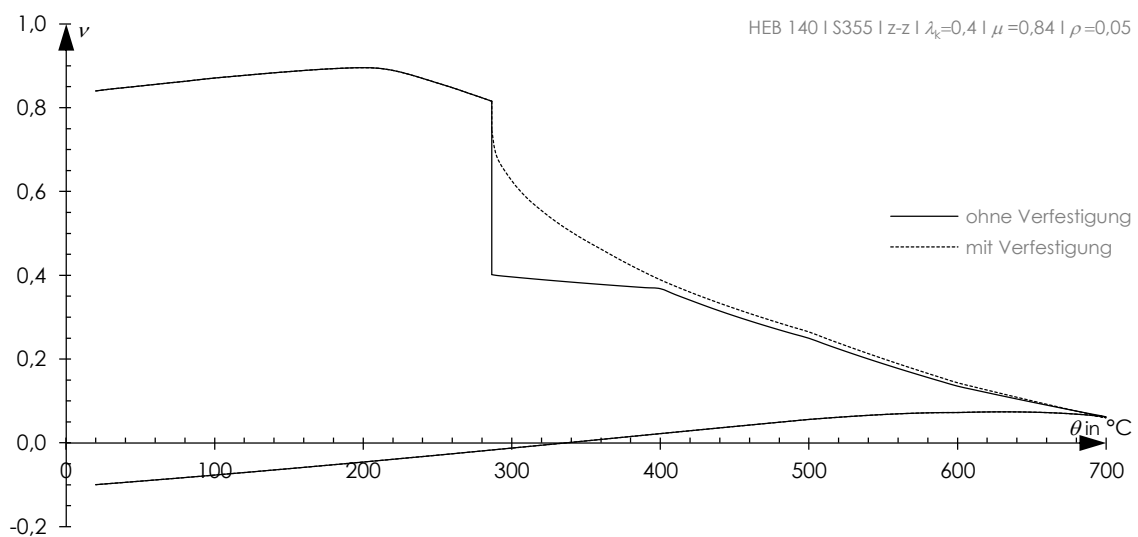


Abbildung 5.22: Last-Temperaturverlauf für den Extremfall mit Berücksichtigung von Verfestigungen

5.5 Entwurfsstrategien für Stahlstützen im Geschossbau

Für Stahlstützen mit einem niedrigen Grad der Dehnungsbehinderung, wie er für den Geschossbau üblich ist, setzt mit Erreichen der temperaturabhängigen Traglast eine schlagartige Lastumlagerung ein. Diese wird durch einen ebenfalls schlagartigen Verformungszuwachs der Stütze begleitet. Die Lasten, welche in die umgebende Tragstruktur umgelagert werden, sind beträchtlich. Im Geschossbau wäre für ein solches Szenario eine deutliche Überbemessung des Deckensystems notwendig, damit ein Versagen des Gesamtsystems verhindert wird.

Wenn ein Versagen des Gesamtsystems auch für den Abkühlprozess, nach Erreichen der größten Temperatur eines Brandszenarios, verhindert werden soll, sind die Lasten, welche durch die Decken aufzunehmen sind, noch erheblich größer: Nach Abschluss des Abkühlprozesses kann sich in der Stütze ein Zugkraftzustand einstellen. Die Belastung der Decke ist dann sogar größer als bei einem Stützenausfall.

Eine stetige Lastumlagerung, nach Erreichen der Traglast, findet nur bei einem hohen Grad der Dehnungsbehinderung statt. Hohe Grade der Dehnungsbehinderung können beispielsweise für Fachwerkstreben oder für Stützen eines Outrigger-Tragwerks im Hochhausbau erwartet werden. Wenn das Brandschutzsystem einer solchen Stütze für die kritische Temperatur ausgelegt wird, können die Schutzziele so lange erfüllt werden, bis die entsprechende Temperatur erreicht wird. Die Decken sind dann im Brandlastfall auch für die maximale Stützenlast zu bemessen. Es ist jedoch zu beachten, dass mit dem Abkühlprozess gerade für einen hohen Grad der Dehnungsbehinderung ein großer Lastabfall einhergeht und sich erhebliche Zugkräfte in der Stütze ausbilden. Sollen die Schutzziele auch während des Abkühlprozesses sowie danach erreicht werden, sind die Decken zusätzlich für diese Zugkräfte zu bemessen.

Eine Überbemessung der Decken erscheint wenig sinnvoll, um Lastumlagerungen bei niedrigen Graden der Dehnungsbehinderung zu ermöglichen. Zuma eine Überbemessung gleichzeitig zu einem höheren Grad der Dehnungsbehinderung und damit zu größeren Zwangskräften infolge thermischer Dehnungen führt. Um im Brandfall sehr große Verformungen sowie einen progressiven Kollaps zu vermeiden, wird an dieser Stelle empfohlen, das Brandschutzsystem einer Stahlstütze so auszulegen, dass die Knicktemperatur nicht überschritten wird. Es ist in diesem Zusammenhang nachzuweisen, dass die Stützenlast im Brandfall auch bei Berücksichtigung zusätzlicher Zwangskräfte infolge thermischer Dehnungen nicht die temperaturabhängige Traglast erreicht. Dazu sind die einwirkenden Kräfte N_M nach Gleichung (5.12) mit der temperaturabhängigen Knicklast $N_{R,\theta}$ gegenüberzustellen. $N_{R,\theta}$ kann mit Gleichung (4.26) und den in Abschnitt 4.7 entwickelten Imperfektionsbeiwerten bestimmt werden. Gleichung (5.12) stellt eine Näherung für N_M dar. Sie wurde mit Hilfe der Gleichungen (5.6) und (5.10) entwickelt.

$$N_M \leq N_{R,\theta} \quad (5.11)$$

$$N_M = N_{me} + \varepsilon_{th} \cdot \frac{\rho \cdot E_{a,\theta} \cdot A}{\rho + k_E} \quad (5.12)$$

Da Werkstoffverfestigungen in den Randfasern des Querschnitts grundsätzlich erst nach Erreichen der temperaturabhängigen Traglast einsetzen, sind diese für den hier dargestellten Nachweis nicht relevant.

In Abbildungen 5.23 (links) sind die Einflüsse entwurfsrelevanter Parameter auf die Knicktemperatur in qualitativer Form dargestellt. Die Knicktemperatur ist dem Schnittpunkt der beiden Funktionen für N_M und $N_{R,\theta}$ zugeordnet. Es lassen sich mit Hilfe der Darstellungen folgende Abhängigkeiten feststellen: Die Knicktemperatur steigt bei einem abnehmenden Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_k$, bei einem abnehmenden Grad der Dehnungsbehinderung ρ sowie bei einer abnehmenden mechanischen Stützenlast $N_{me,20}$.

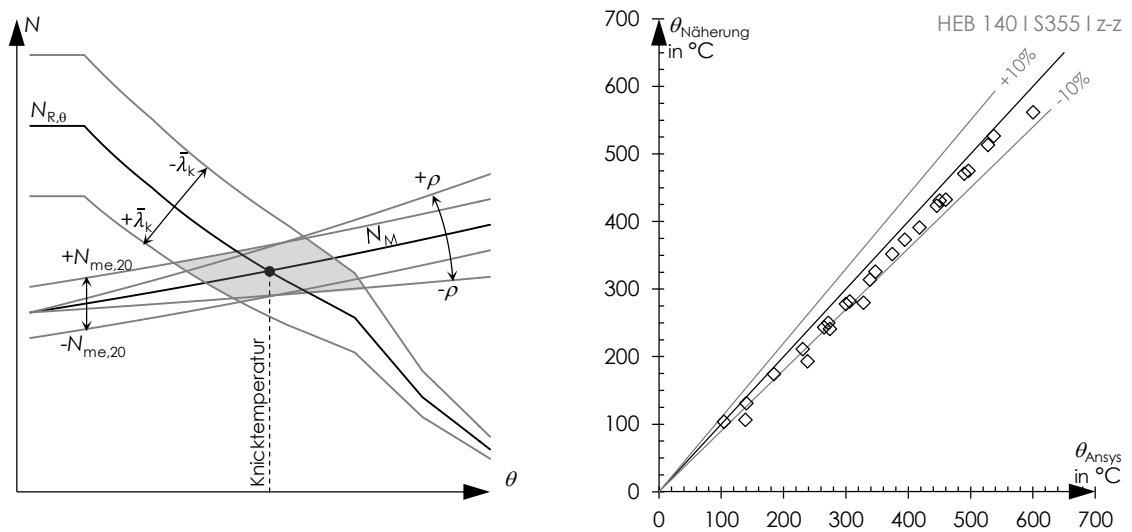


Abbildung 5.23: Qualitative Darstellung unterschiedlicher Einflüsse auf die Knicktemperatur (links); Vergleich der Knicktemperaturen für numerische Berechnung und Näherungslösung (rechts)

Für 22 Fälle aus den Last-Temperaturstudien 1-3 wurde die Knicktemperatur mit Hilfe der Gleichungen (5.11) und (5.12) rückgerechnet. In Abbildung 5.23 (rechts) werden die Knicktemperaturen den entsprechenden Ergebnissen der numerischen Berechnung aus Abschnitt 5.4 gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass mit der Näherungslösung konservative Ergebnisse erzielt werden, da die Knicktemperatur bei allen Fällen unterschätzt wird. Die Abweichung beträgt abgesehen von 3 Fällen nicht mehr als 10%.

Bei einem Gebäudeentwurf mit einer feststehenden mechanischen Stützenlast $N_{me,20}$ sowie einer von der umgebenden Tragstruktur abhängigen Federsteifigkeit k_s sollte die Knicktemperatur im Bauteil während einer bestimmten Feuerwiderstandsdauer nicht erreicht werden. Im Rahmen der Entwurfsaufgabe kann auf die Knicktemperatur vor allem durch eine Variation des Schlankheitsgrades Einfluss genommen werden. Wird beispielsweise ein Profilquerschnitt gewählt, der bei gleicher Stützenlänge und Querschnittsfläche zu einem geringeren Schlankheitsgrad führt, resultiert daraus eine größere temperaturabhängige Traglast. Um die Knicktemperatur bei einer Entwurfsaufgabe zu vergrößern, kann es sinnvoll sein, eine Stahlstütze überzubemessen, vgl. COHRS 2016. Eine Überbemessung bedeutet jedoch, dass eine Reduktion der Schlankheit mit einem erhöhten Materialaufwand beziehungsweise einer größeren Querschnittsfläche erkauft wird. Um die Schutzziele zu erreichen, kann alternativ dazu oder auch in Kombination mit einer gewissen Überbemessung der Temperatureintrag in die Stütze durch ein Brandschutzsystem reduziert werden. Hier sind Bekleidungen mit Gipskarton oder reaktive Brandschutzsysteme mit Dämmschichtbildnern denkbar. Letztlich sind bei der Wahl der Brandschutzstrategie gestalterische, ökonomische und ökologische Aspekte in Einklang zu bringen.

5.6 Zusammenfassung und Folgerungen

- Für eine statisch unbestimmte Stütze kann das reale Trag- und Verformungsverhalten im Brandfall nicht vollständig auf der Bauteilebene erfasst werden. Interaktionen mit der umgebenden Tragstruktur bestimmen maßgeblich das Last-Temperaturverhalten: Neben der mechanischen Belastung sind zusätzlich thermische Dehnungen der Stütze zu berücksichtigen. Thermische Dehnungen können sich in der Stütze nicht frei einstellen, wenn durch die umgebende Tragstruktur eine freie Verformbarkeit der Stütze behindert wird. Es entstehen dann Zwangskräfte. Die Zwangskraftentwicklung ist von den Steifigkeitsverhältnissen der Einzelbauteile und der Temperatur abhängig.
- Im Allgemeinen gilt: Mit zunehmender Temperatur ist ein Ansteigen der Stützenkraft zu beobachten. Die Steigung ist bis zum Erreichen der temperaturabhängigen Traglast annähernd konstant. Wenn mit zunehmender Temperatur in der Stütze die temperaturabhängige Traglast erreicht wird, entzieht sich diese der Belastung. Die thermischen Dehnungen werden vor allem durch ein seitliches Ausweichen der Stütze abgebaut.
- Bei einem hohen Grad der Dehnungsbehinderung stellt sich nach dem Erreichen der temperaturabhängigen Traglast ein stetiger Lastabfall ein. Für hohe Grade der Dehnungsbehinderung wird die Traglast einer Stütze bereits bei vergleichsweise niedrigen Temperaturen erreicht. Die Stützenlasten werden nach dem Erreichen der Traglast mit zunehmenden Temperaturen stetig in die umgebende Tragstruktur umgelagert.
- Bei niedrigeren Graden der Dehnungsbehinderung können die Stützenlasten nach Erreichen der Traglast nur mit einem schlagartigen Verformungszuwachs umgelagert werden. Unmittelbar nach dem schlagartigen Lastabfall stellt sich eine vollständige Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit ein. Für größere Grade der Dehnungsbehinderung wird hingegen die plastische Querschnittstragfähigkeit $N_{lim,z}$ erst bei sehr hohen Temperaturen erreicht.
- Es wurde gezeigt, dass die Knicktemperatur mit einem abnehmendem mechanischen Lastgrad steigt. Daraus folgt, dass beispielsweise eine Überbemessung einer Stütze die Knicktemperatur erhöht. Nach dem Überschreiten der Knicktemperatur ist die in der Stütze verbleibende Last größer, wenn der mechanische Lastgrad zu Beginn niedrig war.
- Je größer die Differenz zwischen dem mechanischem Lastgrad und der bezogenen Traglast ist, desto größer ist die Lastreserve, um Zwangskräfte aufnehmen zu können. Deshalb gilt auch: Je schlanker eine Stütze ist, desto früher wird im weiteren

Verlauf die Knicktemperatur erreicht. Dies ist durch die geringere Traglast begründet, welche mit der größeren Schlankheit einhergeht.

- Das Maß einer geometrischen Imperfektion beeinflusst sowohl den Last-Temperaturverlauf zu Beginn als auch nach der schlagartigen Lastumlagerung nur unwesentlich. Jedoch wird der Zeitpunkt beziehungsweise die Knicktemperatur, bei welchen die temperaturabhängige Traglast erreicht wird, stark durch das Maß der geometrischen Imperfektion beeinflusst. Mit zunehmender Größe sinkt die Traglast. Beispielsweise fällt die Knicktemperatur um 150 °C, wenn das Maß der geometrischen Imperfektion von $L/1000$ auf $L/100$ vergrößert wird.
- Für die umliegende Struktur konnte gezeigt werden, dass der maßgebende Belastungszustand nicht zwangsweise mit der Maximaltemperatur erreicht ist. Vielmehr führt der Abkühlungsprozess zu einer zusätzlichen Belastung, sofern während des Brandereignisses die Traglast erreicht wird. Je größer der Grad der Dehnungsbehinderung ist, desto größer sind die aus der Abkühlung resultierenden Zwangszugkräfte. Diese werden zu Beginn der Abkühlung noch überdrückt. Insbesondere bei hohen Graden der Dehnungsbehinderung kann sich, je nachdem welche Maximaltemperatur erreicht wurde, bei Normaltemperatur ein Zugkraftzustand in der Stütze einstellen.
- Werkstoffverfestigungen, die sich bei Temperaturen unterhalb von 400 °C einstellen können, haben nur einen geringen Einfluss auf das Last-Temperaturverhalten von Stützen mit einer baupraktisch relevanten Schlankheit sowie mechanischem Lastgrad. Ein größerer Einfluss auf den Last-Temperaturverlauf dehnungsbehinderter Stützen wurde für eine gedrungene Stütze mit einem hohen mechanischen Lastgrad gezeigt, bei dem die Knicktemperatur deutlich unterhalb von 400 °C liegt.

Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Das Tragverhalten von Stahlstützen im Brandfall wird auf vier mechanischen Ebenen beeinflusst: Der Werkstoffebene, der Querschnittsebene, der Bauteilebene und der Systemebene. Jede der Ebenen ist abhängig von den jeweiligen unteren Ebenen und erweitert die Problemstellung um eine neue Dimension.

Um das Tragverhalten auf der Systemebene möglichst umfangreich erfassen zu können, wurde es als notwendig erachtet, in dieser Arbeit auch die drei unteren Ebenen zu behandeln und die jeweiligen Zusammenhänge untereinander aufzuzeigen. Dazu wurden Modelle entwickelt, welche die Realität vereinfachen. Dies betrifft vor allem die zu Grunde gelegten Werkstoffgesetze und die damit verbundenen Kriecheinflüsse, den Ansatz von strukturellen und geometrischen Imperfektionen sowie die Randbedingungen auf der Bauteil- und Systemebene.

Das mechanische und thermische Werkstoffverhalten von Baustahl beeinflusst maßgeblich die Traglasten auf der Querschnitts- und der Bauteilebene. Mit steigenden Temperaturen verringern sich die Steifigkeit sowie die Festigkeit von Baustahl. Die Spannungs-Dehnungsbeziehung nimmt bei erhöhten Temperaturen, anders als bei Normaltemperatur, einen linear elastischen, nichtlinear plastischen Verlauf an. Zudem gewinnt oberhalb von 400 °C das Hochtemperaturkriechen an Bedeutung. Das Maß der Kriechdehnungen ist vor allem von der Aufheizgeschwindigkeit des Baustahls abhängig. Somit hat auch der zeitliche Verlauf eines Brandszenarios einen direkten Einfluss auf das mechanische Werkstoffverhalten bei erhöhten Temperaturen. In die europäische Normung zur Bemessung von Stahlbauteilen für den Brandfall sind Werkstoffgesetze eingegangen, die auf die mathematischen Formulierungen von RUBERT/SCHAUMANN 1985 und die Abminderungsfaktoren für die Fließgrenze, die Proportionalitätsgrenze und den Elastizitätsmodul von KIRBY/PRESTON 1988 zurückgehen, vgl. DIN EN 1993-1-2 (2010). Kriechdehnungen sind in diesen Werkstoffgesetzen implizit für Aufheizgeschwindigkeiten von 10 K/min berücksichtigt. Die Werkstoffgesetze sind also an ein bestimmtes Brandszenario gekoppelt und reduzieren somit die Realität.

Momenten-Krümmungsbeziehungen beschreiben auf der Querschnittsebene die Einflüsse der Werkstoffgesetze sowie der Querschnittsgeometrie auf das Tragverhalten.

Zusätzlich wurde in Kapitel 3 dieser Arbeit der Einfluss von Eigenspannungen, welche beim Herstellungsprozess entstehen, oder auch der Einfluss von Werkstoffverfestigungen erfasst.

Die Verteilung von Walzeigenspannungen über den Querschnitt ist vor allem von den geometrischen Verhältnissen der einzelnen Querschnittsteile abhängig. Modellverteilungen, wie zum Beispiel nach ECCS (1984), stellen eine weitere Vereinfachung der Realität dar. Es zeigt sich für den Ansatz einer solchen Modellverteilung, dass Eigenspannungen den inneren Biege Widerstand eines doppelsymmetrischen H-Querschnitts bei Normaltemperatur verringern. Auch für erhöhte Temperaturen zeigen sich in qualitativer Hinsicht die gleichen Einflüsse der Eigenspannungen auf die Momenten-Krümmungsbeziehungen: In Abhängigkeit von der Größe der äußeren Last sowie der Temperatur verringert sich der innere Biege Widerstand durch den Einfluss der Eigenspannungen gerade bei Krümmungen um die schwache Achse (z-Achse) bedeutend. Eigenspannungen sollten bei Berechnungen auf der Bauteilebene und der Systemebene nicht vernachlässigt werden.

Zur Beschreibung des Last-Verformungsverhaltens von Stützen bei erhöhten Temperaturen wurden in Kapitel 4 Ergebnisse numerischer Berechnungen nach der Plastizitätstheorie vorgestellt. Steifigkeitsänderungen infolge der Ausbreitung von plastischen Zonen für zunehmende Verformungen wurden inkrementell-iterativ erfasst. Die Randbedingungen des Stützenbauteils wurden bei der Modellbildung idealisiert. Sie erlauben eine freie Rotation der Stützenenden.

In den Last-Verformungskurven konnte für Bauteiltemperaturen bis 100 °C gezeigt werden, dass sich eine vollständige Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit erst im Verlauf des abfallenden Lastpfads und nicht mit Erreichen der Traglast einstellt. Bei höheren Temperaturen wird eine vollständige Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit erst bei sehr großen Verformungen erreicht. Als Maximum der Last-Verformungskurven können temperaturabhängige Traglasten abgelesen werden. Diese wurden in bezogener Darstellung über dem temperaturabhängigen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_{k,\theta}$ aufgetragen. Die konstruierten Traglastkurven für 400 °C bis 700 °C weisen einen fast identischen Verlauf auf.

Mit Hilfe von Last-Verformungskurven wurde der Einfluss von Eigenspannungen bei erhöhten Temperaturen auf der Bauteilebene aufgezeigt. Durch das Vorhandensein von Eigenspannungen wird die Proportionalitätsgrenze in den Randfasern bereits bei kleineren Verformungen erreicht und die Last-Verformungskurve flacht ab. Die Traglastminderung durch Eigenspannungen fällt für Schlankheitsgrade zwischen 0,8 und 1,4 am größten aus. In Relation zur temperaturabhängigen Traglast sind traglastmindernde Effekte aus Eigenspannungen bei Normaltemperatur nicht größer als bei erhöhten

Temperaturen. Sie sind also auch auf der Bauteilebene bei erhöhten Temperaturen nicht vernachlässigbar.

Des Weiteren wurde festgestellt, dass Werkstoffverfestigungen lediglich für den Nachtraglastbereich im abfallenden Last-Verformungspfad relevant sind. Dies gilt für gedrungene Stützen bei Temperaturen bis 300 °C. Bei schlanken Stützen stellen sich die großen Dehnungen, die erforderlich sind um Werkstoffverfestigungen zu aktivieren, auch im abfallenden Last-Verformungspfad nicht mehr ein.

Die Knicklinie für eine Bemessung im Brandfall nach der DIN EN 1993-1-2 (2010) ist nicht an die Werkstoffgesetze von RUBERT/SCHAUMANN 1985 gekoppelt, sondern wurde an Versuchsergebnissen kalibriert. Somit ist die Knicklinie in der DIN EN 1993-1-2 (2010) nicht mit den dort angegebenen Werkstoffgesetzen konsistent. Für die Werkstoffgesetze von RUBERT/SCHAUMANN 1985 mit den Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988 wurden in Kapitel 4 neue Knicklinien formuliert. Sie stellen eine Näherungslösung für die bezogenen Traglastkurven dar, welche aus den numerischen Berechnungen nach der Plastizitätstheorie hervorgehen. Sie können mit Hilfe des Abminderungsbeiwerts α im Rahmen des χ -Verfahrens für erhöhte Temperaturen oder auch mit dem Ersatzimperfektionsverfahren beschrieben werden.

Ersatzimperfektionen müssen neben den Einflüssen aus geometrischen Imperfektionen, Eigenspannungen und Fließzonenausbildungen, zusätzliche Einflüsse aus dem nichtlinear plastischen Verlauf der Spannungs-Dehnungsbeziehung oberhalb der Proportionalitätsgrenze berücksichtigen. Zudem ist für das Maß der geometrischen Ersatzimperfektion entscheidend, ob der Querschnittsnachweis mit elastischen oder plastischen Widerstandsgrößen geführt wird. Bei einem plastischen Querschnittsnachweis besteht außerdem eine Abhängigkeit für die geometrische Ersatzimperfektion von der in der Berechnung verwendeten Interaktionsbeziehung für die Normalkraft und das Biegemoment. Das Ersatzimperfektionsverfahren ist genauso wie das χ -Verfahren ausschließlich dazu geeignet, die Tragfähigkeit einer Stütze zu bestimmen. Mit Ersatzimperfektionen kann das Last-Verformungsverhalten von Stützen nur unzureichend beschrieben werden.

Interaktionen eines Bauteils mit der umgebenden Struktur beeinflussen das Last-Temperaturverhalten. Bei einer Betrachtung auf der Systemebene sind vor allem thermische Dehnungen der Stütze zu berücksichtigen. Wenn durch die umgebende Struktur eine freie Verformbarkeit der Stütze behindert wird, entstehen Zwangskräfte. Die Zwangskraftentwicklung ist von den Steifigkeitsverhältnissen der Einzelbauteile und der Temperatur abhängig. Bei der Modellbildung zur Analyse des Tragverhaltens auf der Systemebene wurde die Steifigkeit der umgebenden Struktur vereinfacht durch eine Wegfeder mit einer konstanten Federsteifigkeit berücksichtigt. Die Einflüsse eventueller Rotationsbehinderungen sowie von Nichtlinearitäten der umgebenden Struktur können

damit nicht erfasst werden. Bei realen Verhältnissen beeinflussen beispielsweise Rissbildungen in einer Stahlbetondecke sowie unplanmäßige Steifigkeiten des Deckenaufbaus den Grad der Dehnungsbehinderung einer Stütze. Zusätzlich ist in Abhängigkeit des Ausbaukonzepts eine Temperaturabhängigkeit für die Steifigkeit des umgebenden Systems zu erwarten. Das in Kapitel 5 beschriebene Last-Temperaturverhalten von Stützen mit einer Dehnungsbehinderung besitzt damit vor allem einen qualitativen Charakter. Es konnten maßgebende Einflussgrößen auf das Tragverhalten von Stahlstützen identifiziert werden und das Verständnis des mechanischen Verhaltens einer Stahlstütze innerhalb eines Gesamttragwerks gefördert werden: Stützen mit einer Dehnungsbehinderung entziehen sich der Belastung, wenn mit zunehmender Temperatur die temperaturabhängige Traglast erreicht wird. Für große Grade der Dehnungsbehinderung wird die Traglast einer Stütze bereits bei vergleichsweise niedrigen Temperaturen erreicht. Die Stützenlasten werden nach Erreichen der temperaturabhängigen Traglast mit zunehmenden Temperaturen stetig in die umgebende Struktur umgelagert. Hingegen können die Stützenlasten bei kleineren Graden der Dehnungsbehinderung nur mit einem schlagartigen Verformungszuwachs umgelagert werden. Unmittelbar nach dem schlagartigen Lastabfall stellt sich eine vollständige Ausnutzung der plastischen Querschnittstragfähigkeit ein.

Je größer die Differenz zwischen der mechanischen Stützenlast vor einem Brandfall und der Traglast ist, desto größer ist die Lastreserve, um Zwangskräfte aufnehmen zu können. Deshalb gilt auch: Je schlanker eine Stütze bei einer feststehenden mechanischen Stützenlast ist, desto früher wird die Knicktemperatur erreicht. Für die umliegende Struktur gilt, dass der maßgebende Belastungszustand nicht zwangsweise mit der Maximaltemperatur erreicht ist. Vielmehr führt der Abkühlungsprozess zu einer zusätzlichen Belastung, sofern während des Brandereignisses die Knicktemperatur überschritten wird. Je größer der Grad der Dehnungsbehinderung ist, desto größer sind die aus der Abkühlung resultierenden Zwangskräfte. Insbesondere bei großen Graden der Dehnungsbehinderung kann sich bei Normaltemperatur ein Zugkraftzustand in der Stütze einstellen.

Aus den Erkenntnissen der Untersuchungen auf der Systemebene wurden in Abschnitt 5.5 Entwurfsstrategien für Stahlstützen im Geschossbau mit einem kleinen Grad der Dehnungsbehinderung abgeleitet. Diese fußen auf der Empfehlung, das Brandschutzsystem einer Stahlstütze so auszulegen, dass die Knicktemperatur nicht überschritten wird. Diese Empfehlung hat das Ziel, eine schlagartige Lastumlagerung und eine dadurch erforderliche Überbemessung des Deckensystems zu vermeiden. Um die Entwurfsstrategien anzuwenden, ist es erforderlich, eine Abschätzung für die Steifigkeit der umgebenden Struktur zu treffen. Dies kann zum Beispiel auf konservative Weise durch eine linear elastische Steifigkeitsanalyse der Struktur bei Normaltemperatur erfolgen.

Anhang A

Eingangsparameter zur Nachrechnung der Bauteilversuche der ETH Zürich

Die nachfolgenden Berechnungsparameter sind - sofern nicht anders gekennzeichnet - den Veröffentlichungen PAULI 2012 und PAULI ET AL. 2012 entnommen.

Querschnittsgeometrie

Versuchskörper	L09	L16	L02	L11	L12	L34
Nennquerschnitt	HEA 100	HEA 100	HEA 100	HEA 100	HEA 100	HEA 100
A in mm ²	2.263	2.262	2.261	2.267	2.263	2.258
I_z in mm ⁴	1.440.000	1.440.000	1.450.000	1.450.000	1.440.000	1.450.000
$t_{w,mod}^1$ in mm	6,15	6,14	5,99	6,06	6,15	5,95
$t_{f,mod}^2$ in mm	8,63	8,63	8,69	8,69	8,63	8,69

Bauteilgeometrie

Versuchskörper	L09	L16	L02	L11	L12	L34
L in mm	1.840	1.840	1.840	1.840	1.840	1.840
$e_{m,y}$ in mm	0,20	0,65	-0,16	0,61	0,62	0,28

Versuchsparameter

Versuchskörper	L09	L16	L02	L11	L12	L34
Lastexzentrizität	30 mm	0	30 mm	0	30 mm	0
Nenntemperatur	400 °C	400 °C	550 °C	550 °C	700 °C	700 °C
Werkstoffgesetz ³	$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_{a,\theta}} + 0,002 \cdot \left(\frac{\sigma}{f_{p,0.2}} \right)^n$					
$E_{a,\theta}$ in N/mm ²	193.000	193.000	109.000	109.000	68.100	68.100
$f_{p,0.2}$ in N/mm ²	301	301	185	185	72,7	72,7
n	8,30	8,30	34,08	34,08	20,49	20,49

¹ Die modifizierte Stegstärke $t_{f,mod}$ erfüllt die Gleichungen (4.27), (4.28) und (4.29)

² Die modifizierte Flanschstärke $t_{f,mod}$ erfüllt die Gleichungen (4.27), (4.28) und (4.29)

³ vgl. RAMBERG/OSGOOD 1943

Anhang B

Querschnittswerte der HEA-Reihe

Die nachfolgenden Tabellen geben das Stegflächenverhältnis a nach Gleichung (3.4) sowie modifizierte Stegstärken $t_{w,mod}$ und Flanschstärken $t_{f,mod}$ nach den Gleichungen (4.27), (4.28) und (4.29) an.

HEA-Reihe

	h mm	b mm	t_w mm	t_f mm	A cm ²	a -	h/b -	$t_{w,mod}$ mm	$t_{f,mod}$ mm
HEA 100	96	100	5,00	8,00	21,2	0,245	0,96	5,84	8,03
HEA 120	114	120	5,00	8,00	25,3	0,241	0,95	5,72	8,02
HEA 140	133	140	5,50	8,50	31,4	0,242	0,95	6,10	8,50
HEA 160	152	160	6,00	9,00	38,8	0,258	0,95	6,95	9,02
HEA 180	171	180	6,00	9,50	45,3	0,245	0,95	6,85	9,51
HEA 200	190	200	6,50	10,00	53,8	0,257	0,95	7,57	10,05
HEA 220	210	220	7,00	11,00	64,3	0,247	0,95	8,03	10,98
HEA 240	230	240	7,50	12,00	76,8	0,250	0,96	8,77	12,02
HEA 260	250	260	7,50	12,50	86,8	0,251	0,96	9,13	12,52
HEA 280	270	280	8,00	13,00	97,3	0,252	0,96	9,52	13,01
HEA 300	290	300	8,50	14,00	113,0	0,257	0,97	10,47	14,02
HEA 320	310	300	9,00	15,50	124,0	0,250	1,03	10,47	15,53
HEA 340	330	300	9,50	16,50	133,0	0,256	1,10	10,80	16,53
HEA 360	350	300	10,00	17,50	143,0	0,266	1,17	11,39	17,52
HEA 400	390	300	11,00	19,00	159,0	0,283	1,30	12,11	19,01
HEA 450	440	300	11,50	21,00	178,0	0,292	1,47	12,37	21,03
HEA 500	490	300	12,00	23,00	198,0	0,303	1,63	12,81	23,03
HEA 550	540	300	12,50	24,00	212,0	0,321	1,80	13,15	24,02
HEA 600	590	300	13,00	25,00	226,0	0,336	1,97	13,43	25,02
HEA 650	640	300	13,50	26,00	242,0	0,355	2,13	13,99	26,01
HEA 700	690	300	14,50	27,00	260,0	0,377	2,30	14,76	27,03
HEA 800	790	300	15,00	28,00	286,0	0,413	2,63	15,46	28,04
HEA 900	890	300	16,00	30,00	321,0	0,439	2,97	16,37	30,04

Querschnittswerte der HEB-Reihe

Die nachfolgenden Tabellen geben das Stegflächenverhältnis a nach Gleichung (3.4) sowie modifizierte Stegstärken $t_{w,mod}$ und Flanschstärken $t_{f,mod}$ nach den Gleichungen (4.27), (4.28) und (4.29) an.

HEB-Reihe

	h mm	b mm	t_w mm	t_f mm	A cm ²	a -	h/b -	$t_{w,mod}$ mm	$t_{f,mod}$ mm
HEB 100	100	100	6,00	10,00	26,0	0,231	1,00	6,65	10,01
HEB 120	120	120	6,50	11,00	34,0	0,224	1,00	6,91	11,03
HEB 140	140	140	7,00	12,00	43,0	0,219	1,00	7,31	12,02
HEB 160	160	160	8,00	13,00	54,3	0,234	1,00	8,62	13,01
HEB 180	180	180	8,50	14,00	65,3	0,228	1,00	9,02	13,98
HEB 200	200	200	9,00	15,00	78,1	0,232	1,00	9,81	14,99
HEB 220	220	220	9,50	16,00	91,0	0,226	1,00	10,11	15,99
HEB 240	240	240	10,00	17,00	106,0	0,230	1,00	10,93	17,00
HEB 260	260	260	10,00	17,50	118,0	0,229	1,00	11,13	17,50
HEB 280	280	280	10,50	18,00	131,0	0,231	1,00	11,52	18,00
HEB 300	300	300	11,00	19,00	149,0	0,235	1,00	12,43	19,01
HEB 320	320	300	11,50	20,50	161,0	0,236	1,07	12,64	20,52
HEB 340	340	300	12,00	21,50	171,0	0,246	1,13	13,15	21,52
HEB 360	360	300	12,50	22,50	181,0	0,254	1,20	13,60	22,52
HEB 400	400	300	13,50	24,00	198,0	0,273	1,33	14,32	24,02
HEB 450	450	300	14,00	26,00	218,0	0,284	1,50	14,59	26,02
HEB 500	500	300	14,50	28,00	239,0	0,297	1,67	15,02	28,01
HEB 550	550	300	15,00	29,00	254,0	0,315	1,83	15,32	29,03
HEB 600	600	300	15,50	30,00	270,0	0,333	2,00	15,76	30,03
HEB 650	650	300	16,00	31,00	286,0	0,350	2,17	16,14	31,02
HEB 700	700	300	17,00	32,00	306,0	0,373	2,33	17,04	32,03
HEB 800	800	300	17,50	33,00	334,0	0,407	2,67	17,71	33,03
HEB 900	900	300	18,50	35,00	371,0	0,434	3,00	18,58	35,05
HEB 1000	1000	300	19,00	36,00	400,0	0,460	3,33	19,05	36,05

Querschnittswerte der HEM-Reihe

Die nachfolgenden Tabellen geben das Stegflächenverhältnis a nach Gleichung (3.4) sowie modifizierte Stegstärken $t_{w,mod}$ und Flanschstärken $t_{f,mod}$ nach den Gleichungen (4.27), (4.28) und (4.29) an.

HEM-Reihe

	h mm	b mm	t_w mm	t_f mm	A cm ²	a -	h/b -	$t_{w,mod}$ mm	$t_{f,mod}$ mm
HEM 100	120	106	12,00	20,00	53,2	0,203	1,13	10,70	20,05
HEM 120	140	126	12,50	21,00	66,4	0,203	1,11	11,24	21,04
HEM 140	160	146	13,00	22,00	80,6	0,203	1,10	11,98	21,94
HEM 160	180	166	14,00	23,00	97,1	0,214	1,08	13,12	23,05
HEM 180	200	186	14,50	24,00	113,0	0,210	1,08	13,43	24,02
HEM 200	220	206	15,00	25,00	131,0	0,214	1,07	14,32	25,02
HEM 220	240	226	15,50	26,00	149,0	0,211	1,06	14,69	26,01
HEM 240	270	248	18,00	32,00	200,0	0,206	1,09	17,31	32,02
HEM 260	290	268	18,00	32,50	220,0	0,208	1,08	17,71	32,54
HEM 280	310	288	18,50	33,00	240,0	0,208	1,08	17,98	33,02
HEM 300	340	310	21,00	39,00	303,0	0,202	1,10	20,27	39,03
HEM 320	359	309	21,00	40,00	312,0	0,208	1,16	20,24	40,04
HEM 340	377	309	21,00	40,00	316,0	0,218	1,22	20,35	40,04
HEM 360	395	308	21,00	40,00	319,0	0,228	1,28	20,40	40,03
HEM 400	432	307	21,00	40,00	326,0	0,247	1,41	20,44	40,05
HEM 450	478	307	21,00	40,00	335,0	0,267	1,56	20,36	40,04
HEM 500	524	306	21,00	40,00	344,0	0,288	1,71	20,46	40,03
HEM 550	572	306	21,00	40,00	354,0	0,308	1,87	20,48	40,04
HEM 600	620	305	21,00	40,00	364,0	0,330	2,03	20,64	40,05
HEM 650	668	305	21,00	40,00	374,0	0,348	2,19	20,66	40,04
HEM 700	716	304	21,00	40,00	383,0	0,365	2,36	20,64	40,04
HEM 800	814	303	21,00	40,00	404,0	0,400	2,69	20,84	40,06
HEM 900	910	302	21,00	40,00	424,0	0,430	3,01	20,93	40,05
HEM 1000	1008	302	21,00	40,00	444,0	0,456	3,34	20,88	40,05

Anhang C

Eingangsparameter zur Nachrechnung der Ulster-Tests

Die nachfolgenden Berechnungsparameter sind der Veröffentlichung SHEPHERD 1999 entnommen.

Querschnittsgeometrie

Versuchskörper	4	5	6	7
Nennquerschnitt	152x152x23UC	152x152x23UC	152x152x23UC	152x152x23UC
A in mm ²	2.920	2.920	2.920	2.920
I_z in mm ⁴	4.000.000	4.000.000	4.000.000	4.000.000
$t_{w,mod}^1$ in mm	5,83	5,83	5,83	5,83
$t_{f,mod}^2$ in mm	6,80	6,80	6,80	6,80

Bauteilgeometrie

Versuchskörper	4	5	6	7
L in mm	1.800	1.800	1.800	1.800
$e_{m,y}$ in mm	0,97	0,28	0,45	0,59

Versuchsparameter

Versuchskörper	4	5	6	7
$N_{me,20}$ in kN	0	132	264	396
Werkstoffgesetz	nach RUBERT/SCHAUMANN 1985 mit Abminderungsfaktoren von KIRBY/PRESTON 1988			
$E_{a,0}$ in N/mm ²	210.000	210.000	210.000	210.000
f_y in N/mm ²	321	321	321	321
$\varepsilon_{th}(\theta_a)$	nach DIN EN 1993-1-2 (2010) in 0,92-facher Höhe ³			

¹ Die modifizierte Stegstärke $t_{f,mod}$ erfüllt die Gleichungen (4.27), (4.28) und (4.29)

² Die modifizierte Flanschstärke $t_{f,mod}$ erfüllt die Gleichungen (4.27), (4.28) und (4.29)

³ SHEPHERD 1999 konnte mit dem Ansatz des 0,92-fachen Wertes der thermischen Dehnung nach der DIN EN 1993-1-2 (2010) die in Vorversuchen gemessene thermische Dehnung exakt beschreiben

Nomenklatur

Lateinische Großbuchstaben

A	Querschnittsfläche
A_m	Bauteiloberfläche bezogen auf die Einheitslänge
D	Dämpfungsmatrix
E	Elastizitätsmodul
$E_{a,\theta}$	Elastizitätsmodul bei erhöhten Temperaturen
F	Kraft
F_{me}	mechanische Belastung
I	Flächenträgheitsmoment
K	Systemsteifigkeitsmatrix
K^T	tangentiale Systemsteifigkeitsmatrix
L	Stützenlänge
M_I	Massenmatrix bei Einheitsdichte 1 kg/m ³
M_{el}	elastisches Tragmoment
M_I	Biegemoment nach Elastizitätstheorie I. Ordnung
$M_{II,m}$	Biegemoment nach Elastizitätstheorie II. Ordnung in Stützenmitte
$M_{N,pl}$	plastisches Tragmoment; abgemindert infolge N
$M_{N,R}$	Biege widerstand als Funktion der äußeren Normalkraft und der Krümmung
M_{pl}	plastisches Tragmoment
N	Normalkraft
N_{cr}	EULERSCHE Knicklast
N_{El}	elasto-statische Grenzlast
N_{lim}	plastische Querschnittstragfähigkeit als Funktion der Stützenauslenkung

N_M	Normalkraft einer dehnungsbehinder-ten Stütze
N_{me}	mechanische Stützenkraft
$N_{me,20}$	mechanische Stützenkraft bei Normaltemperatur
N_{pl}	plastischer Normalkraftwiderstand
$N_{pl,\theta}$	plastischer Normalkraftwiderstand bei erhöhten Temperaturen
N_R	Knicklast
$N_{R,\theta}$	Knicklast bei erhöhten Temperaturen
N_{Re}	innere axiale Widerstandskraft eines Querschnitts
N_u	Traglast einer Stütze
$N_{u,\theta}$	Traglast einer Stütze bei erhöhten Temperaturen
V	Volumen bezogen auf die Einheitslänge
\dot{W}	Leistungsdichte
W_{el}	elastisches Widerstandsmoment
$W_{pl,z}$	plastisches Widerstandsmoment

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Hilfsgröße zur Formulierung der Werkstoffgesetze bei erhöhten Temperaturen, Stegflächenverhältnis
b	Hilfsgröße zur Formulierung der Werkstoffgesetze bei erhöhten Temperaturen, Querschnittsbreite

c	Hilfsgröße zur Formulierung der Werkstoffgesetze bei erhöhten Temperaturen, spezifische Wärmekapazität	$k_{p,0}$	Abminderungsfaktor für die Proportionalitätsgrenze bei erhöhten Temperaturen
c	Volumenproportionalen Dämpfungsfaktor	k_S	Federkonstante für umgebende Tragstruktur
c_a	spezifische Wärmekapazität von Baustahl	k_{sh}	Abschattungsfaktor
c_p	spezifische Wärmekapazität eines Brandschutzsystems	$k_{y,0}$	Abminderungsfaktor für die Fließgrenze bei erhöhten Temperaturen
e	Maß der geometrischen Imperfektion als Funktion über die Stablänge	n	Verhältnis von N zu N_{pl}
e_m	Maß der geometrischen Imperfektion in Stützenmitte	p	Hilfsgröße zur Formulierung von N_{lim}
e_s	Maß der geometrischen Ersatzimperfektion in Stützenmitte	q	Verhältnis der Stützenlänge zum Maß der geometrischen Ersatzimperfektion
$e_{s,0}$	Maß der geometrischen Ersatzimperfektion in Stützenmitte bei erhöhten Temperaturen	t	Zeit
f	Kraftvektor	t_F	Flanschstärke
f_a	Vektor der äußeren Kräfte	$t_{f,mod}$	modifizierte Flanschstärke
f_i	Vektor der inneren Kräfte	t_w	Stegstärke
$f_{p,0}$	Proportionalitätsgrenze bei erhöhten Temperaturen	$t_{w,mod}$	modifizierte Stegstärke
f_u	Bruchfestigkeit	u	Systemverschiebungsvektor
$f_{u,0}$	Bruchfestigkeit bei erhöhten Temperaturen	u	Verformung in Stabrichtung (x-Achse)
f_y	Fließgrenze bei Normaltemperatur	u_{me}	Verschiebung in einer Parallelschaltung zweier Wegfedern
$f_{y,0}$	Fließgrenze bei erhöhten Temperaturen	$u_{s,th}$	Verschiebung der Feder für die umgebende Tragstruktur in einer Reihenschaltung bei einer Fußpunktverschiebung
h	Querschnittshöhe	$u_{M,th}$	Verschiebung der Feder für die Stütze in einer Reihenschaltung bei einer Fußpunktverschiebung
$h_{f,mod}$	modifizierte Querschnittshöhe	v	Verformungsfunktion über die Stablänge quer zur Stabachse
\dot{h}_{net}	flächenbezogener Netto-Wärmestrom	v_m	Verformung in Stützenmitte quer zur Stabachse
$\dot{h}_{net,c}$	flächenbezogener Netto-Wärmestrom infolge Konvektion	$w_{II,m}$	Auslenkung in Stützenmitte nach Theorie II. Ordnung
$\dot{h}_{net,r}$	flächenbezogener Netto-Wärmestrom infolge Strahlung	w_m	Auslenkung in Stützenmitte
i	Trägheitsradius eines Querschnitts	x	Koordinate (zeigt in Stablängsrichtung)
k	Vergrößerungsfaktor II. Ordnung	y	Koordinate (zeigt in Richtung der schwachen Achse eines Querschnitts)
$k_{E,0}$	Abminderungsfaktor für den Elastizitätsmodul bei erhöhten Temperaturen	z	Koordinate (zeigt in Richtung der starken Achse eines Querschnitts)
k_M	Dehnsteifigkeit einer Stütze bei Normaltemperatur		

Griechische Großbuchstaben

Φ	Funktion zur Bestimmung des Abminderungsbeiwertes χ , Konfigurationsfaktor
--------	--

Griechische Kleinbuchstaben

α	Imperfektionsbeiwert
α_c	Wärmeübergangskoeffizient für Konvektion
α_{pl}	plastischer Formbeiwert
α_{th}	Sekantensteigung der thermischen Dehnung
χ	Krümmung
χ	Abminderungsfaktor für Biegeknicken
χ_{fi}	Abminderungsfaktor für Biegeknicken bei erhöhten Temperaturen
χ_θ	bezogene Traglast bei erhöhten Temperaturen
ε	Dehnung
ε_χ	Dehnungsverteilung infolge einer Krümmung
ε_{cr}	Kriechdehnung
ε_Δ	Differenzdehnung zur Herstellung des Gleichgewichts
ε_{eng}	Ingenieurdehnung
ε_f	Emissivität des Feuers
ε_m	Emissivität der Probenoberfläche
ε_{me}	Mechanische Dehnung
ε_N	Dehnung infolge der äußeren Normalkraft N
$\varepsilon_{p,\theta}$	Dehnung bei Proportionalitätsgrenze bei erhöhten Temperaturen
ε_{pl}	Plastischer Dehnungsanteil
ε_r	Eigendehnung
ε_{th}	Thermische Dehnung
ε_{tot}	Gesamtdehnung
ε_{true}	Wahre Dehnung
$\varepsilon_{y,\theta}$	Fließdehnung bei erhöhten Temperaturen
λ	Wärmeleitwert,

Schlankheit

λ_k	Schlankheitsgrad
$\lambda_{k,\theta}$	Schlankheitsgrad bei erhöhten Temperaturen
λ_p	Wärmeleitwert des Brandschutzsystems
μ	Mechanischer Lastgrad
ν	Bezogene mechanische Stützenlast bei Normaltemperatur
θ	Temperatur (allgemein) in Kapitel; Stahltemperatur in Kapitel 3-6
θ_a	Stahltemperatur
θ_g	Gastemperatur
θ_m	Oberflächentemperatur
θ_r	Strahlungstemperatur
ρ	Rohdichte (in Kapitel 2),
ρ	Grad der Dehnungsbehinderung (in Kapitel 5)
ρ_a	Rohdichte von Baustahl
ρ_p	Rohdichte des Brandschutzsystems
σ	Spannung
σ_{cr}	EULERSCHE Knickspannung
σ_{eng}	Ingenieurspannung
σ_r	Eigenspannung
σ_{true}	wahre Spannung

Literaturverzeichnis

- ACKERMANN J. (2008):** Die Barkhausen-Rauschanalyse zur Ermittlung von Eigenspannungen im Stahlbau, Heft 86, Veröffentlichung des Instituts für Stahlbau und Werkstoffmechanik der Technischen Universität Darmstadt
- ALI F., O'CONNOR D. (2001):** Structural performance of rotationally restrained steel columns in fire, In: Fire Safety Journal 36 (7), S. 679–691
- ARIBERT J. M., RANDRIANTSARA C. (1980):** Etude du flambement à des températures d'incendie. Action du fluage, CTICM, Construction Métallique, No. 4
- ASHRAF M., GARDNER L., NETHERCOT D. A. (2008):** Structural Stainless Steel Design, Resistance Based on Deformation Capacity, In: Journal of Structural Engineering 134 (3), S. 402–411
- AYRTON W. E., PERRY J. (1886):** On Struts, In: The Engineer, Band 62, S. 464–513
- AZPIAZU W., UNANUE J. A. (1993):** Buckling curves of hot rolled H steel sections submitted to fire. LABEIN, Report No. 97.7982ME/V
- BAEHR H. D., STEPHAN K. (2016):** Wärme- und Stoffübertragung, 9. aktual. Aufl., Wiesbaden, Springer-Vieweg
- BAILEY C. (1998):** Computer modelling of the corner compartment fire test on the largescale Cardington test frame, In: Journal of Constructional Steel Research 48 (1), S. 27–45
- BAPTISTA A. M., MUZEAU, J.-P. (2008):** Analytical formulation for the deformations of I-shapes and RHS at the plastic strain ultimate limit state, In: Journal of Constructional Steel Research 64 (10), S. 1165–1177
- BARGEL H.-J., SCHULZE G. (2012):** Werkstoffkunde, 11. bearb. Aufl., Berlin-Heidelberg, Springer
- BAUEN MIT STAHL (2007):** Stahlgeschossbau – Grundlagen –, Dokumentation 612, Bauen mit Stahl e. V. (Hrsg.), Düsseldorf

BEER H., SCHULZ G. (1969): Die Traglast des planmäßig mittig gedrückten Stabes mit Imperfektionen, In: VDI-Zeitschrift III(1969), Nr. 21, S. 1537-1574 - Nr. 23, S. 1683-1687 - Nr. 24, S. 1767-1772

BEIER-TERTEL J. (2009): Geometrische Ersatzimperfektionen für Tragfähigkeitsnachweise zum Biegedrillknicken von Trägern aus Walzprofilen, Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr Universität Bochum, Heft 2009-2, Aachen, Shaker

BS 4-1:2005: Structural steel sections, Specification for hot-rolled section

BUCHANAN A. H. (2002): Structural design for fire safety , Chichester, Wiley & Sons

COHRS P. C. (2016): Tragverhalten stählerner Atriumstützen unter lokaler Brandbeanspruchung, Dissertation, Universität Hannover

DELGADO O. (2015): Numerical Analysis of Stability of Steel Columns with Thermal Gradients, Master Thesis, TU Delft

DIN 18800-1:2008-II: Stahlbauten - Teil I: Bemessung und Konstruktion

DIN 4102-2:1977-09: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Bauteile, Begriffe, Anforderungen und Prüfungen

DIN EN 10034:1994-03: I- und H-Profile aus Baustahl; Grenzabmaße und Formtoleranzen

DIN EN 1991-1-2 2003-09: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen - Brandeinwirkungen auf Tragwerke

DIN EN 1991-1-2:2010-12: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen - Brandeinwirkungen auf Tragwerke

DIN EN 1993-1-1:2010-12: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau

DIN EN 1993-1-2:2010-12: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall

ECCS (1983): European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures, Calculation of the Fire Resistance of Load Bearing Elements and Structural Assemblies Exposed to the Standard Fire, Amsterdam- Oxford-New York, Elsevier Scientific Publishing Company

ECCS (1984): Ultimate Limit State Calculation of Sway Frames with Rigid Joints, Publication No. 33, Brüssel

FOMINOW S. (2011): Untersuchungen zu geometrischen und strukturellen Imperfektionen biegedrillknickgefährdeter Biegeträger mit der Methode der Finiten Elemente, Master Thesis, TU Darmstadt

- FRANGI A. (2001):** Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken, Bericht 269, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich
- FRANSSEN J. M. (1993):** Residual stresses in steel profiles submitted to the fire: An analogy, In: Proceedings of 3rd CIB/W14 FSF workshop on modelling, S. 103-112, Rijswijk
- FRANSSEN J. M. (2000):** Failure temperature of a system comprising a restrained column submitted to fire, In: Fire Safety Journal 34 (2), S. 191-207
- FRANSSEN J. M., TALAMONA D., KRUPPA J., CAJOT L. G. (1998):** Stability of Steel Columns in Case of Fire, Experimental Evaluation, In: Journal of Structural Engineering 124 (2), S. 158-163
- GARDNER L. (2002):** A new approach to structural stainless steel design. PhD Thesis, Imperial College London
- GLITSCH T. (2008):** Beitrag zur vereinfachten Bemessung von stabilitätsgefährdeten Stahlstäben mit offenen Profilen unter Quer- und Torsionsbelastung. Dissertation, TU Berlin
- HASS R., MEYER-OTTENS C., RICHTER E. (1994):** Stahlbau-Brandschutz-Handbuch, Berlin, Ernst & Sohn
- HOSSE D. (2013):** Leitfaden Ingenieurmethoden des Brandschutzes. Vereinigung zur Förderung des Deutschen Brandschutzes e. V. (vfdb), Technisch-Wissenschaftlicher Beirat, Referat 4, 3. Aufl., Altenberge
- ISO 834-1:1999-09:** Feuerwiderstandsprüfungen - Bauteile - Teil 1: Allgemeine Anforderungen
- JANSS J., MINNE R. (1982):** Buckling of steel columns in fire conditions, In: Fire Safety Journal 4 (4), S. 227-235
- KIESEL A. (2013):** Beitrag zur numerischen Simulation von Verbundstützen unter Brandeinwirkung, Heft 99, Veröffentlichung des Instituts für Stahlbau und Werkstoffmechanik der Technischen Universität Darmstadt
- KIRBY B. R., PRESTON R. R. (1988):** High temperature properties of hot-rolled, structural steels for use in fire engineering design studies, In: Fire Safety Journal 13 (1), S. 27-37
- KLINGSCH, W. (1976):** Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung, In: Schriftenreihe des iBMB und der MPA der TU Braunschweig, Heft 33
- KNOBLOCH M. (2007):** Zum Tragverhalten beulgefährdeter Stahlquerschnitte bei Brandeinwirkung, Bericht 303, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich
- KNOBLOCH M., FONTANA M. (2007):** Dehnungsabhängige Berechnung vierseitig gelagerter Querschnittselemente unter Druckbeanspruchung im Brandfall, In: Stahlbau 76 (8), S. 521-529

- KORDINA K., KLINGSCH W. (1983):** Brandverhalten von Stahlstützen im Verbund mit Beton und von massiven Stahlstützen ohne Beton, Forschungsbericht, Projekt 35, TU Braunschweig
- KORDINA K., MEYER-OTTENS C. (1999):** Beton-Brandschutz-Handbuch, 2. Aufl., Düsseldorf, Bau+Technik
- KWUN H. (1985):** Investigation of the dependence of Barkhausen noise on stress and the angle between the stress and magnetization directions, In: Journal of Magnetism and Magnetic Materials 49 (3), S. 235–240
- LANGE J., WOHLFEIL N. (2007):** Untersuchungen zum Werkstoffverhalten des Feinkornbaustahls S 460 unter erhöhten Temperaturen, In: Bautechnik 84 (10), S. 711-720
- LI G.-Q., WANG P., WANG, Y. (2010):** Behaviour and design of restrained steel column in fire, Part 1. Fire test, In: Journal of Constructional Steel Research 66 (8), S. 1138–1147
- LINDNER J. (1974):** Der Einfluss von Eigenspannungen auf die Traglast von I-Trägern, In: Stahlbau 43, Heft 2, S. 39-45 und Heft 3, S. 86-91
- LINDNER J., SCHEER J., SCHMIDT H. (1998):** Beuth-Kommentare, Stahlbauten, Erläuterungen zu DIN 18800, Teil 1 bis Teil 4, Berlin, Ernst & Sohn
- LIU D. (2016):** Bemessung von Trägern mit Anschlüssen in Form des hängenden Profils, Heft 109, Veröffentlichung des Instituts für Stahlbau und Werkstoffmechanik der Technischen Universität Darmstadt
- LUDWIG C. (2014):** Plastische Querschnittstragfähigkeit von doppelsymmetrischen I-Querschnitten - Tragfähigkeitsbedingungen, Genauigkeit, Nebeneffekte, Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr Universität Bochum, Heft 2014-2, Shaker, Aachen
- MAGNUSSON S. E., THELANDERSSON S. (1970):** Temperature - Time Curves of Complete Process of Fire Development, Lund Institute of Technology (Bulletin of Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin 16)
- MÄKELÄINEN P., OUTINEN J. (1998):** Results of the high temperature tests on structural steels S235, S355, S350GD+Z and S420M, Espoo: Helsinki University of Technology Steel Structures, Julkaisu Report 2
- MALVERN L. E. (1969):** Introduction to the mechanics of a continuous medium, Englewood Cliffs, NJ (Prentice-Hall series in engineering of the physical sciences)
- MELINEK S. J., THOMAS P. H. (1987):** Heat flow to insulated steel, In: Fire Safety Journal 12 (1), S. 1–8
- MAQUOI R., RONDAL J. (1978):** Mise en equation des nouvelles courbes europeennes de flambement, In: Construction Metallique 15 (1), S. 17–30

- NASDALA L. (2012):** FEM-Formelsammlung Statik und Dynamik, Hintergrundinformationen, Tipps und Tricks, 2. aktualisierte Aufl., Wiesbaden, Springer-Vieweg
- NAUMES J. C. (2009):** Biegeknicken und Biegedrillknicken von Stäben und Stabsystemen auf einheitlicher Grundlage, Schriftenreihe Stahlbau, RWTH Aachen, Heft 70, Aachen, Shaker
- NEVES I. CABRITA (1995):** The critical temperature of steel columns with restrained thermal elongation, In: Fire Safety Journal 24 (3), S. 211–227
- NEVES I. CABRITA, VALENTE J. C., RODRIGUES J. P. CORREIA (2002):** Thermal restraint and fire resistance of columns, In: Fire Safety Journal 37 (8), S. 753–771
- OFNER, R. (1997):** Traglasten von Stäben aus Stahl bei Druck und Biegung. Institut für Stahlbau, Holzbau und Flächentragwerke, Fakultät für Bauingenieurwesen, Technische Universität Graz, Heft 9
- OUTINEN J. (2007):** Mechanical properties of structural steels at high temperatures and after cooling down, Espoo: Helsinki University of Technology, Laboratory of Steel Structures publications 32
- OUTINEN J., MÄKELÄINEN P. (2004):** Mechanical properties of structural steel at elevated temperatures and after cooling down, In: Fire and Materials 28 (2-4), S. 237–251
- OUTINEN J., KAITILA O., MÄKELÄINEN P. (2000):** A Study for the Development of the Design of Steel Structures in Fire Conditions, In: Structures in Fire – Proceedings of the First International Workshop, Kopenhagen, S. 267–282
- PAULI J. (2012):** The behaviour of steel columns in fire, Material – Cross-sectional Capacity – Column Buckling, Bericht 343, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich
- PAULI J., SOMAINI D., KNOBLOCH M., FONTANA M. (2012):** Experiments on steel columns under fire conditions, Bericht 340, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich
- PETERSEN C. (1982):** Statik und Stabilität der Baukonstruktionen, Elasto- und plasto-statische Berechnungsverfahren druckbeanspruchter Tragwerke, 2. durchges. Aufl., Braunschweig, Vieweg
- POH K. W. (2001):** Stress-Strain-Temperature Relationship for Structural Steel, In: Journal of Materials in Civil Engineering 13 (5), S. 371–379
- RAMBERG W., OSGOOD W. R. (1943):** Description of stress-strain curves by three parameters, Technical Note No. 902, National Advisory Committee for Aeronautics, Washington D.C.
- RANDALL M. J. (1998):** The Effects of Axial Restraint on the Behaviour of Steel Columns in Fire, PhD Thesis, University of Ulster

RASMUSSEN K. J.R., RONDAL J. (1998): A unified approach to column design, In: Journal of Constructional Steel Research 46 (1-3), S. 127-128

RODRIGUES J.P. CORREIA, NEVES I. CABRITA, VALENTE J.C. (2000): Experimental research on the critical temperature of compressed steel elements with restrained thermal elongation, In: Fire Safety Journal 35 (2), S. 77-98

RUBERT A. (1984): Experimentelle Untersuchungen zum Brandverhalten kompletter, ebener Rahmensysteme aus Baustahl, Forschungsbericht zur Teilaktivität 3.2 des Vorhabens Bau 6004/P86, Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e. V., Düsseldorf, durchgeführt im Krupp Forschungsinstitut Essen

RUBERT A., SCHAUMANN P. (1985): Temperaturabhängige Werkstoffeigenschaften von Baustahl bei Brandbeanspruchung, In: Stahlbau 54, Heft 3, S. 81-86

SCHLEICH J. B., MATHIEU J., CHANTRAIN P., CAJOT L. G. (1991): Practical design tools for unprotected steel columns submitted to ISO-fire, Refao, Luxembourg: (Office for Official Publications of the European Communities (Technical steel research, EUR 13516)

SCHLEICH J. B., MATHIEU J., CHANTRAIN P., CAJOT L. G. (1993): Practical design tools for unprotected steel columns submitted to ISO-Fire, Refao III, Final report, Luxembourg: (Office for Official Publications of the European Communities (Technical steel research, 14348)

SCHLEICH J.-B. (2003): Natural fire safety concept - full-scale tests, implementation in the Eurocodes and development of a user-friendly design tool, Final report, Luxembourg: Office for Official Publications of the European Communities (EUR Technical steel research Steel structures, 20580)

SCHNEIDER R. (2011): Untersuchungen zum zeitabhängigen mechanischen Materialverhalten von S460 im Brandfall, Heft 94, Veröffentlichung des Instituts für Stahlbau und Werkstoffmechanik der Technischen Universität Darmstadt

Schneider R., Lange J. (2011): Constitutive Equations and Empirical Creep Law of Structural Steel S460 at High Temperatures, In: Journal of Structural Fire Engineering 2 (3), S. 217-230

SCHNEIDER U. (2014): Ingenieurmethoden im baulichen Brandschutz, 7. Aufl., Renningen, expert-Verlag

SCHULZ G. (1968): Traglastermittlung von planmäßig mittig belasteten Druckstäben aus Baustahl unter Berücksichtigung von geometrischen und strukturellen Imperfektionen, Dissertation, TH Graz

SCI (1991): Steel Construction Institute: Structural fire engineering: Investigation of Broadgate Phase 8 fire, Ascot

- SHAHBAZFAR R. (2016):** Solarthermische Kollektorfassaden. Systematische Bewertung des primärenergetischen Ertragspotentials bei hybrider Nutzung der Wärmeträgerfluide Luft und Solarflüssigkeit sowie Entwicklung einer Simulationssoftware zur energetischen Planung von solaraktiven Gebäudefassaden, Dissertation, Technische Universität Darmstadt
- SHEPHERD P. G., BURGESS I. W. (2011):** On the buckling of axially restrained steel columns in fire, In: Engineering Structures 33 (10), S. 2832–2838
- SHEPHERD P. (1999):** The performance in fire of restrained columns in steel-framed construction, PhD Thesis, University of Sheffield
- SIMMS W. I., O'CONNOR D. J., ALI, F., RANDALL, M. (1995):** An Experimental Investigation on the Structural Performance of Steel Columns Subjected to Elevated Temperatures, In: Journal of Applied Fire Science 5 (4), S. 269–284
- SOMAINI D. (2012):** Biegeknicken und lokales Beulen von Stahlstützen im Brandfall, Bericht 344, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich
- SFB 148 (1977):** Sonderforschungsbereich 148, Brandverhalten von Bauteilen, Technische Universität Braunschweig, Arbeitsbericht 1975 / 1977, Teil 1: Allgemeine Angaben, Projektbereich A und D: Teilprojekte A1 und A2 und D1
- STAROSSEK U., HABERLAND M. (2011):** Approaches to measures of structural robustness, In: Structure and Infrastructure Engineering 7 (7-8), S. 625–631
- TAKAGI J., DEIERLEIN G. G. (2007):** Strength design criteria for steel members at elevated temperatures. In: Journal of Constructional Steel Research 63 (8), S. 1036–1050
- TALAMONA D., FRANSSEN J. M., SCHLEICH J. B., KRUPPA J. (1997):** Stability of Steel Columns in Case of Fire. Numerical Modeling, In: Journal of Structural Engineering 123 (6), S. 713–720
- TAN K.-H., TOH, W.-S., HUANG Z.-F., PHNG G.-H. (2007):** Structural responses of restrained steel columns at elevated temperatures. Part 1. Experiments, In: Engineering Structures 29 (8), S. 1641–1652
- TOH W.-S., TAN K.-H., FUNG T.-C. (2003):** Rankine approach for steel columns in fire. Numerical studies, In: Journal of Constructional Steel Research 59 (3), S. 315–334
- TWILT L. (1988):** Strength and deformation properties of steel at elevated temperatures. Some practical implications, In: Fire Safety Journal 13 (1), S. 9–15
- TWILT L., BOTH C. (1991):** Stress-Strain Relationships of Structural Steel at Elevated Temperatures, Analysis of Various Options and European Proposal, TNO-Report BI-91-015, ECSC-Project: SA I12 Part F: Mechanical Properties, Delft

- VALENTE J. C., NEVES I. CABRITA (1999):** Fire resistance of steel columns with elastically restrained axial elongation and bending, In: Journal of Constructional Steel Research 52 (3), S. 319–331.
- WANG Y. C. (2004):** Postbuckling Behavior of Axially Restrained and Axially Loaded Steel Columns under Fire Conditions, In: Journal of Structural Engineering 130 (3), S. 371–380
- WANG Y. C., DAVIES J. M. (2003):** An experimental study of non-sway loaded and rotationally restrained steel column assemblies under fire conditions. Analysis of test results and design calculations, In: Journal of Constructional Steel Research 59 (3), S. 291–313
- WELLER A. D. (1992):** Broadgate Phase 8 Fire, Summary Report of Damage and Repair, Building Research Establishment, PD 21/92
- WETZEL T. (2011):** Imperfektionsannahmen im Stahlbau für Biegedrillknicken, Berichte aus dem Labor für Numerik im Bauwesen, Heft 4, TH Mittelhessen
- WICKSTRÖM U. (1985):** Temperature analysis of heavily-insulated steel structures exposed to fire, In: Fire Safety Journal 9 (3), S. 281–285
- WINTER S. (1998):** Untersuchungen zum Tragverhalten von Profilverbundstützen aus hochfestem Feinkornbaustahl StE 460 bei Normaltemperatur und im Brandfall, Dissertation, TU Darmstadt
- WOHLFEIL N. (2006):** Werkstoffgesetze von S460 unter Brandeinwirkung und nach der Abkühlung, Heft 77, Veröffentlichung des Instituts für Stahlbau und Werkstoffmechanik der Technischen Universität Darmstadt
- WOLF C. (2006):** Tragfähigkeit von Stäben aus Baustahl. Nichtlineares Tragverhalten, Stabilität, Nachweisverfahren, Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr Universität Bochum, Heft 2006-2, Aachen, Shaker
- ZEHFUß J. (2004):** Bemessung von Tragsystemen mehrgeschossiger Gebäude in Stahlbauweise für realistische Brandbeanspruchung, Dissertation, TU Braunschweig
- ZEHFUß J., HOSSER D. (2005):** Vereinfachtes Naturbrandmodell für die Brandschutzbemessung von Bauteilen und Tragwerken, In: Bauphysik 27 (2), S. 79–86

